الدكتور
أسامة مصطفى الشافعي

الأساسات

الجزء الأول

□ استطلاع الموقع □ الحفريات (سطحية □ العوائط المساندة

دار الراتب الجامعية
1986

المحتويـات

نقديم ٩
المحتويات ١١

١ ـ استكشاف الموقع ١٥
طرق الاستكشاف ١٦
تحضير برنامج الإستكشاف ١٩
الجسات ٢١
أخذ العينات ٢٤
عينات الأعماق البحرية ٣٠
اختبار الاختراق القياسي ٣١
العينات الحجرية ٣٤
تحديد منسوب المياه الجوفية ٣٨
عمق وعدد الجسات ٤٠
تقديم النتائج ٤٣
قياس الاجهادات في الموقع وتحديد معامل الراحة ٤٦
اختبار الإختراق الاستاتيكي (المخوط الهولندي) ٤٨
الإستكشاف السيزمي ٥٠

أسس وشروط استكشاف الموقع وتحديد خواص
التربة واختباراتها ٥٤

٢ ـ الأساسات السطحية ٦٧
مقدمة ٦٧
اختيار الأساس السطحي ٦٩
عمق الأساس ٧٠
قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية ٧٢
الأحمال ٧٥
أنواع الأساسات السطحية ٧٧

I ـ الأساسات الشريطية ٧٧
أمثلة محلولة للقواعد الشريطية ٨٢

II ـ القواعد المنفصلة ٩٦
أمثلة محلولة للقواعد المنفصلة ١٠٣

III ـ القواعد المشتركة ١١٦
القواعد المستطيلة ١١٨
القواعد الشبه منحرفة ١١٩
القواعد الكابولية ١٢٢
أمثلة محلولة للقواعد المشتركة ١٢٤
السملات ١٤١

IV ـ الأساسات الليشة ١٤٤
أنواع اللبشة ١٤٨
إتزان وهبوط الأساس اللبشة ١٤٩
تصميم الأساس اللبشة ١٥٠

الأساسات اللبشة للمنشآت المستديرة
(اللبشة الدائرية) ١٥٥
تشييد اللبشة ١٥٩
أمثلة محلولة للأساسات اللبشة ١٦١
عزل المياه ١٧٥
أسس وشروط اجهادات التحميل المسموح بها في حالة
الأساسات العادية ١٧٨
٢ ـ الحوائط الساندة ١٨٩
مقدمة ١٨٩
القيم العملية لأبعاد الحوائط الساندة ١٩٤
الحوائط الكابولية ١٩٥
الحوائط ذات الشدادات ١٩٦
الحوائط ذات الساندات ١٩٨
الحوائط الثقيلة ١٩٨
ضغوط التربة على الحوائط الساندة ١٩٩
اتزان الحوائط ٢٠٢
قدرة تحمل التربة للحوائط الساندة ٢٠٦
الهبوط ٢٠٧
تصميم الحوائط الساندة ٢٠٨
الحوائط الخلوية سابقة التجهيز ٢١٥
ميل الحائط وانهيار الحوائط بدائرة الانزلاق ٢٢٠
فواصل الحوائط ٢٢٤
أمثلة محلولة للحوائط الساندة ٢٢٦
المراجع ٢٥٣

المحتويات

تقديم ٧
المحتويات ٩
I ـ تجهيز الموقع ١٥
مقدمة ١٥
I ـ الستائر اللوحية ١٧
قواعد التصميم ٢٨
أ ـ الحوائط الكابولية ٢٨
ب ـ الحوائط المربوطة ٣٤
إنهيار الحوائط اللوحية المربوطة ٤٨
أمثلة محلولة للحوائط اللوحية ٥٢
II ـ الحفر المسند والمنشآت الخلوية ٧٣
الحوائط الأحادية المسندة ٧٦
المنشآت الخلوية ٨٤
السدود الواقية ٨٩
السدود الواقية المدعمة ٩٢
السدود الواقية المزدوجة ٩٤

أمثلة محلولة للحفر المسنود والسدود الواقية ٩٨

III ـ نزح المياه من الموقع ١٢٠
تحديد حالة الموقع ١٢٢
طرق نزح المياه ١٢٣
نزح المياه باستخدام الصرف السطحي ١٢٦
نزح المياه باستخدام آبار الضخ العميقة ١٢٧
نزح المياه بواسطة الآبار الأبرية ١٣٠
سحب المياه بواسطة التفريغ ١٣١
الطرق الأسموزية والتصلب ١٣٣
مع مرور المياه بالتجميد ١٣٥
تثبيت الميول بالصرف الأفقي ١٣٦
المرشحات ١٣٧
متاعب الصرف السطحي والتغلب عليها ١٣٩

٢ ـ الأساسات العميقة ١٤٣
مقدمة ١٤٣
I ـ الأساسات الخازوقية ١٤٦
أنواع الخوازيق ١٤٩
الخوازيق الخشبية ١٤٩
الخوازيق الصلب ١٥٣
الخوازيق الخرسانية ١٥٦
دق الخوازيق ١٦٢
قدرة تحمل الخازوق المفرد ١٦٦
التحليل الإستاتيكي ١٦٦
العلاقات الديناميكية للدق ١٧٤
تجارب التحميل ١٧٦

قدرة تحمل مجموعة خوازيق ١٨٣
هبوط مجموعة الخوازيق ١٨٦
سحب الخوازيق ١٨٨
أمثلة محلولة لقدرة تحمل الخوازيق ١٨٩
أسس تصميم وشروط تنفيذ الأساسات الخازوقية ٢٠٩
الخوازيق المحملة جانبياً ٢٢٥
تصميم الخوازيق القصيرة تحت حمل جانبي ٢٢٧
تصميم الخوازيق الطويلة المعرضة لقوى جانبية ٢٢٩
توزيع حمل العامود على خوازيق الأساس ٢٣٢
الوسائد ٢٣٦
تصميم الوسائد بطريقة التحزيم ٢٣٨
تصميم الوسائد بطريقة الكمرة الصلبة ٢٤٤
الوسادة الكابولية ٢٤٨
مبادىء عامة لتصميم الأساسات الخازوقية ٢٤٨
أمثلة محلولة لتصميم الأساسات الخازوقية ٢٤٩

١١ ـ القيسونات والدعامات المفرغة ٢٧٢
القيسونات ٢٧٢
أولاً : القيسونات ذات النهاية المفتوحة ٢٧٣
ثانياً : القيسونات الصندوقية ٢٧٦
ثالثاً : قيسونات ضغط الهواء ٢٧٧
الدعامات المفرغة ٢٨٢
أنواع الدعامات المفرغة ٢٨٢
استخدامات الدعامات المفرغة ٢٨٦
أمثلة محلولة للقيسونات والدعامات ٢٨٨

٣ـ ترميم الأساسات ٢٩٥
أسباب الترميم ٢٩٦
ملحق (١) الجداول التصميمية للستائر اللوحية المعدنية
والخوازيق الصلب ٣٠١
ملحق (٢) الخوازيق الخرسانية المصبوبة في الموقع ٣٢٠
المراجع ٣٣٧

٢ ـ الأساسات السطحية

Shallow Foundations

مقدمة :

الأساس هو حلقة الاتصال بين المنشأ والتربة التي تحمل هذا المنشأ . والأساس مسئول عن نقل أحمال المنشأ بطريقة آمنة إلى التربة بحيث لا ينتج عن هذه الأحمال تحرك ضار للتربة أسفل الأساس أو حوله . ويقصد بالتحرك الضار هنا الحركة الجسيمة المفاجئة الناتجة عن إنهيارات قص Shear Failure مما ينجم عن ذلك إنهيار تام أو جزئي للمنشأ ، أو تضاغط للطبقات أسفل الأساس مما يسبب هبوط للمنشأ أو بعض أجزاء منه بقيم تضر بالمنشأ أو إستخدامه .

والأساس الجيد يجب أن يقاوم وزن المنشأ بالإضافة للأحمال الأخرى المُعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية أو أحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعاً لنوع وإستخدام المنشأ . وتكون المقاومة هنا بتوفير ردود أفعال موزعة في التربة يتزن مع أحمال المنشأ بما لا يسبب إجهادات في التربة أعلى من الإجهادات الآمنة المسموح بها في التربة . كما أن الأساس الجيد يجب أن يحمي المنشأ من تسرب المياه الجوفي (إن تواجدت) داخل المنشأ أو أن تؤثر في إستخداماته .

والأساس قد يكون قريباً من سطح الأرض وفي تلك الحالة يسمى الأساس بالسطحي Shallow Foundation أو يكون عميقاً داخل التربة لنقل أحمال المنشأ (التي تكون في العادة لذلك النوع من الأساسات كبيرة) إلى طبقات التربة العميقة الأقوى أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى ذلك الأساس بالعميق Deep Foundation . وعادة ما ينتهي الأساس تحت سطح الأرض حيث يبدأ المنشأ وإن كانت بعض الأساسات تمتد إلى أعلى سطح الأرض بمسافات قد تصل إلى عشرات الأمتار مثل دُعامات الكباري Bridge Piers .

وبالرغم من أن وظيفة الأساس الرئيسية هي نقل وتوزيع أحمال المنشأ إلى وخلال التربة إلا أنه أحياناً يعمل كجزء رئيسي هام في المنشأ من حيث التشغيل مثل الأساسات الطافية Floating Foundation حيث تمثل عدد من طوابق المبنى أسفل سطح الأرض أساس المنشأ وبالطبع لا يمكن ترك تلك الطوابق بدون استخدام لكونها أساس للمنشأ . أيضاً أساس خزان أرضي يتكون من قاع الخزان (وأحياناً حوائطة أيضاً) وبديهي لا يكون خزان بدون قاع (أو قاع وجدران) .

وتتعرض الأساسات لمختلف أنواع الأحمال مثل أحمال الضغط الناجمة عن أحمال الجاذبية (أوزان وأحمال حية مثلاً) ويتعرض أيضاً لأحمال جانبية مثل أحمال الزلازل والهزات الأرضية وأحمال الرياح وضغط الأتربة والضغط الهيدروستاتيكي وأحمال صدم الأمواج والسفن . كما يتعرض للهزات والأحمال المترددة مثل أحمال الزلازل وأحمال الماكينات الدوارة وأحمال الرياح . وأيضاً تتعرض الأساسات لأحمال الشد الناجمة عن النظام الإنشائي Structural System للمنشأ أو عن الأحمال الجانبية العالية . وأخيراً تتعرض الأساسات في بعض المنشئات وتحت ظروف تشغيل خاصة إلى قوى دفع إلى أعلى سواء كان من دفع الماء أو نتيجة إنتفاخ التربة Soil Swelling .

إختيار الأساس السطحي :

تمثل الأساسات السطحية القطاع الأكبر للأساسات . ويعتبر الأساس السطحي أكثر الأنواع إقتصاداً وغالباً الأسهل تنفيذاً . وما لم تمنع طبيعة التربة أو المنشأ أو كلاهما إستخدام الأساس السطحي فإنه ينصح باستخدامه . وإذا تعذر استخدامه نلجأ إلى الأساس العميق إضطراراً . ويكون إختيار الأساس السطحي مناسباً إذا تحققت الشروط السابق الإشارة إليها عن الأساس الجيد . ولا تتوفر هذه الشروط في عدة حالات مثل :

١ ـ الطبقات العليا من التربة تكون ضعيفة إلى الدرجة التي يتسبب عن أحمال المنشأ إنهيار قص في بعض تلك الطبقات أو تضاغط كبير لها مما يدمر أو يشوه استخدام المنشأ . أو تكون ظروف الإنشاء بالغة الصعوبة للأساسات السطحية (مثل الإنشاء في قاع بحر أو مجرى نهر) .

٢ ـ وجود أحمال كبيرة إلى الدرجة التي لا يكفي استخدام مساحة المنشأ كلها كأساس لزيادة الاجهادات المنقولة إلى التربة وعليه فيلزم الوصول إلى الطبقة الصخرية أو الكثيفة التحتية حيث تكون مقاومتها أعلى بكثير من تلك قرب سطح الأرض نتيجة لكونها محاطة Confined وأيضاً لتحسن حالة التربة في العادة عن التربة السطحية (مثل تلك الحالات تتواجد مع الأبراج وناطحات السحاب ودعامات الكباري الضخمة) .

٣ ـ في حالة تواجد أحمال جانبية كبيرة مما يتطلب تكوين نظام إنشائي تحت الأرض لمقاومة المركبات الأفقية المنقولة للأساس (استخدام خوازيق مائلة تنقل حملها بالإحتكاك إلى التربة العميقة) .

فيما عدا تلك الحالات الثلاث يكون اختيار الأساسات السطحية

ممكناً . ويعطي جدول (٩) سردا للعوامل التي تؤثر في اختيار الأساس كما وضعه (للإستدلال) ألدرتيش (١٩٦٨) .

جدول (٩) العوامل المؤثرة في اختيار الأساس

CHECKLIST OF FACTORS AFFECTING FOUNDATION SELECTION (AFTER ALDRICH, 1968).

Structural requirements
- Sensitivity of structure to differential settlement
- Useful life of structure
- Foundation and floor elevations
- Miscellaneous—freezing, drying, etc.

Foundation loads
- Magnitude of dead and design live load
- Negative skin friction (deep foundations)
- Load compensation by excavation
- Distribution of loads (differential settlement)
- Type of loads (eccentric and unbalanced lateral loads, wind loads, vibratory loads, seismic loads)

Soil and ground-water conditions
- Transfer of load through structure and underlying soil
- Strength and compressibility of soil and rock layers
- Variability of subsurface conditions
- Swelling soils
- Existing fills (settlement, corrosion, deterioration of organic material, etc.)
- Ground-water level and effect of changes (drainage, waterproofing, settlement, deterioration of untreated wood piles, etc.)
- Corrosion and chemical effects
- Pile driving resistance (piles driven through dense layers and underlying soft soils)
- Negative skin friction
- Underground defects (solution cavities, abandoned mines and pipe lines, steep rock surfaces)

Site and environmental conditions
- Topography (stability of natural slopes, fill requirements)
- Flood levels and site drainage (grade requirements, erosion, scour)
- Proximity of adjacent structures and property lines (underpinning, effects of dewatering and vibrations during construction, working room)
- Frost action and thermal effects
- Earthquakes and seismic effects

Construction requirements
- Time available for construction
- Space available for construction
- Feasibility (excavation and lateral support, dewatering, effects of pile driving, blasting, obstructions, etc.)

Economic considerations and miscellaneous
- Construction costs and estimating
- Reliability of foundation system
- Inspection and field control

عمق التأسيس : Foundation Depth, D_f

يعتبر اختيار عمق التأسيس D_f واحد من القرارات الفنية التي يتحتم على مهندس الأساسات اتخاذها . ويتحكم في اختيار عمق التأسيس في

الدرجة الأولى نوع التربة ومنسوب المياه الجوفية . كما يتحكم في ذلك عمق خط التجمد (للمناطق الباردة) وأيضاً تأثير انتفاخ وتمدد التربة السطحية . وأيضاً يجب الحذر عند وجود عيوب وتكهف وفجوات في باطن التربة .

وينصح دائماً بعدم التأسيس على طبقات التربة الغير مكتملة الإنضغاط مثل الردم Fill والطبقات المحتوية على مخلفات نباتية نظراً للتغيرات الحجمية الغير مرغوب فيها عند التأسيس عليها وأيضاً لضعفها وعدم ثباتها . ويستوي في هذا التربة الطينية أو الطمية غير منضغطة أو الكثبان والترسيبات الرملية السائبة . ويمكن الحكم على صلاحية التربة السطحية للتأسيس من عدمه بإجراء تجارب بسيطة مثل حدود أتربرج للطين والطمي حيث يحكم على التربة بأن انضغاطيتها وتغيراتها الحجمية عالية لعالية جداً إذا تراوحت قيم حدود أثر برج بين :

High Volume Change	LL = 50 – 70% I_p = 25 – 41% SL = 7 – 12%
Very High Volume Change	LL > 70% I_p > 35% SL < 11%

ويمكن الحكم على صلاحية التربة الرملية السائبة من اختبار اختراق قياسي .

كما ينصح بالتأسيس أسفل المنسوب الأدنى للتذبذب لسطح المياه الجوفية حيث تكون المنطقة التي تتذبذب فيها المياه أقل الطبقات مقاومة وكذلك أقلها ثباتاً .

ونظراً للتغيرات الحجمية المصاحبة لتجمد المياه بالتربة فإن خط التجمد

يجب أن يقع أعلى منسوب التأسيس وخاصة للقواعد الخارجية للمبنى التي تكون أكثر تعرضاً للبرودة .

والتربة القابلة للإنفاخ نتيجة الجفاف الطويل للتربة الطينية التي يتعرض لبلل مفاجيء مثل تعرض منطقة لأمطار غزيرة لفترة زمنية محدودة لا يستحب الإنشاء عليها ولذا فيجب اختيار عمق كاف للتأسيس على طبقة بعيدة عن المناطق السطحية الجافة المعرضة للبلل . وليس من السهل اعطاء قيماً لذلك العمق . ولكن عند التأسيس على طبقات طينية في مناطق جافة معرضة للبلل يجب ألا يؤسس على عمق يقل عن متر ونصف من سطح الأرض الطبيعية للقواعد الخارجية .

ومن العوامل الهامة دراسة وجود أية فراغات في باطن التربة مثل خطوط المجاري أو انفاق المحاجر أو تكهف في الأحجار الجيرية أو الفراغات الناجمة عن سحب المياه من الآبار أو آبار البترول . ويمكن (بعد دراسة دقيقة) عمل أساسي سطحي وتجاوز تلك الفراغات بعمل ما يشبه كباري فوقها إذا كانت محدودة ومعلومة . وإلاّ فيجب الوصول إلى أعماق كبيرة لتجاوزها ؛ وهنا ننتقل إلى النوع الثاني من الأساسات وهي العميقة . وأحياناً يصرف النظر عن الإنشاء وإلغاء المشروع في هذا الموقع إذا كانت العيوب في باطن التربة جسيمة وينتج عن محاولة تلافيها أساسي غير اقتصادي .

قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية :

تحسب قدرة تحمل التربة للأساسات السطحية باستخدام المعادلات الخاصة بذلك والمتوفرة في مراجع ميكانيكا التربة وكذلك في المواصفات . وتعطي قيم تقريبية لقدرة التربة في جداول خاصة بذلك بهدف تصميم ابتدائي للقواعد ومن ثم إعادة حساب قدرة تحمل التربة باستخدام أبعاد القاعدة . وقد تعطي قدرة تحمل التربة لعمق التأسيس في صورة منحنيات

بدلالة عرض الأساس B للتربة الرملية بينما لا تعتمد التربة الطينية في قدرة تحملها على أبعاد الأساس .

ويجب أن يكون واضحاً الفرق بين قدرة تحمل التربة المسموح بها الكُلي والخالص Gross and Net Bearing Capacities . فقدرة تحمل التربة المسموح بها الكُلي هو الحمل الكُلي Total Load الذي يمكن أن تتحمله بمعامل أمان مُحدد (٣ مثلاً) . بينما تكون قدرة التحمل الخالصة للتربة هي الزيادة التي يمكن للتربة أن تتحملها بمعامل أمان مُحدد (٣ مثلاً) علاوة على وزن التربة من سطح الأرض إلى منسوب التأسيس Overburden Pressure . ويلاحظ أن معادلات تحمل التربة قد بُنيت على أساس الضغط الكُلي Gross Pressure بينما يحسب هبوط المنشأ من الضغط الخالص Net Pressure . وعليه فإذا كانت قدرة تحمل التربة قد حسبت على اعتبارات تتعلق بالهبوط فإن القدرة الخالصة تكون أنسب في الاستخدام وإلا فإن استخدام القدرة الكلية يكون الأنسب .

وفيما يلي معادلة المواصفات القياسية المصرية لحساب قدرة تحمل التربة الكلي .

$$q_u = K_c . N_c . C + K_D N_q \gamma_1 D_f + K_B . N_\gamma . \gamma_2 . B/2 \quad \ldots\ldots\ldots (12)$$

Where:

q_u = ultimate bearing pressure on top of the soil layer,

γ_1 = unit weight of soil above foundation level,

γ_2 = unit weight below the level of study for q_u,

$B/2$ = half the base width,

N_c, N_q, N_γ = bearing capacity factors, table (10), their values depend on $\varnothing$, and

K_c, K_D, K_B = Shape factors, their values depend on the shape of the footing, table (11).

جدول (١٠) معاملات قدرة تحمل التربة (المواصفات المصرية)

∅	0	5	10	15	20	25	27.5	30	32.5	35	40	45
N_c	5.14	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	24.9	30.1	37.0	46.1	75.3	134
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	13.9	18.4	24.6	33.3	64.2	135
N_γ	0	0.2	0.4	1.4	3.6	8.2	12.2	18.0	27.2	40.8	95.4	241

جدول (١١) معاملات شكل القاعدة

Footing Type	K_c and K_D	K_γ
Strip	1.0	1.0
Rectangular	1 + 0.3 B/ L	1 − 0.4 B/ L
Square or Circular	1.3	0.6

where:

B = width of foundation

L = length of foundation

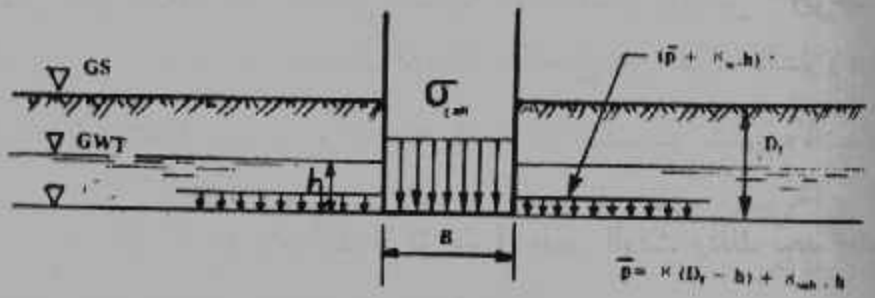
ويحسب الإجهاد المسموح به الكلي والخالص من المعادلتين التاليتين :

$$q_{all} = (\bar{p} + \gamma_w . h) + \frac{1}{\eta}(q_u - \bar{p}) \quad \ldots\ldots (13)$$

$$q_{allnet} = \frac{1}{\eta}(q_u - \bar{p}) \quad \ldots\ldots (14)$$

ويمكن الاستدلال على قيمة p, h من شكل (١٧) . وقيمة معامل الأمان تتراوح بين ٢,٠٠ ، ٤,٠٠ والسبب في استخدام معامل أمان بهذا

الكبر لا يقلل من قيمة المعادلات المستخدمة ولكنه يستخدم كتأمين ضد أي عامل غير منظور وأيضاً لكون أي تعديل أو إصلاح في الأساسات عادة ما يكون مكلفاً وصعباً نظراً لتأثر باقي المنشأ بما يحدث في الأساس عكس الحالة للمنشأ الذي يكون أي فشل في أحد أجزاءه محدوداً وإصلاحه أسهل وأقل تكلفة . كما أن هذا المعامل عادة ما يزيد من تكاليف القواعد بنسبة تكون بسيطة إذا ما قورنت بالتكاليف الكلية للمنشأ وسلامة استخدامه أثناء فترة تشغيله .



شكل (١٧) نموذج أساس سطحي

where

η = factor of safety of allowable net pressure, $\sigma_{all.}$

الأحمال Loads :

يجب اعتبار الأحمال الرأسية والأفقية المؤثرة على المنشأ مجتمعة عند تصميم الأساس . ويؤخذ الحمل الميت (وزن المنشأ والأساس) بالكامل ويؤخذ الحمل الحي حسبما يرد في المواصفات المحلية . ومن غير المحتمل أن يتواجد الحمل الحي في المنشآت العادية بالكامل في جميع الطوابق . وعليه فإن تخفيضاً يؤخذ عند تصميم الأساس ويكون التخفيض بنسبة ١٠٪ ابتداء من الطابق الثاني ويستمر حتى يصل الحمل الحي المخفض إلى ٦٠٪ من قيمته القصوى فيثبت (أي أن ٦٠٪ للطابق يعتبر الحد الأدنى للحمل الحي) . على

أن هذا التخفيض لا يسري على المنشآت العامة كالمدارس والمستشفيات والمخازن فيؤخذ لهذه المنشآت الحمل الحي كاملاً لجميع الطوابق . هذا عن الأحمال الرأسية .

أما عن الأحمال الأفقية أو الجانبية مثل الرياح والزلازل فتؤخذ بالقيمة التي تتناسب مع المنطقة المتواجد بها المنشأ وحسب ارتفاع المنشأ . ويجب دراسة احتمال تأثير الحمل الجانبي في كلا الاتجاهين فيؤخذ مرة لحساب أقصى حمل ضغط على الأساس لتصميم أبعاد وقطاع الأساس . ويؤخذ مرة أخرى بالسالب لدراسة احتمال انفصال الأساس عن التربة بالشد (دراسة اتزان الأساس) .

على أن الرياح والزلازل لا تؤخذ في نفس الوقت وذلك لبعد احتمال تواجد قيمة قصوى للرياح في وجود زلزال .

وفي حالة تصميم قطاع الأساس الخرساني بطريقة الاجهادات القصوى Ultimate Strength Design فإن الأحمال يتم جمعها باستخدام معاملات أمان للحمل كالآتي :

$$P_u = 1.4D + 1.7\,L \quad \text{..... (15 - a)}$$

$$= 0.75\,[\,1.4D + 1.7L + 1.7\,(W \text{ or } E)] \quad \text{..... (15 - b)}$$

$$= 0.9D + 1.3\,(W \text{ or } E) \quad \text{..... (15 - 6)}$$

وذلك حسب المواصفات الأمريكية ACI and AASHTO حيث تمثل D الحمل الميت وتمثل L الحمل الحي بالكامل أو مخفض حسب الحالة وتمثل W حمل الريح وتمثل E حمل الزلزال ويلاحظ أن الحمل الميت قد خفض في المعادلة (15 - c) وذلك لاعتبار حالة الشد أو الإتزان للأساس .

١ - استكشاف الموقع Site Investigation

يتطلب تصميم المنشآت إلى نوع من استكشاف الموقع وتحديد خواص التربة بعمل بعض الاختبارات الحقلية والمعملية لعينات من التربة تؤخذ من مواقع وأعماق مختلفة. ويعتمد حجم العمل في استكشاف الموقع على حجم واهمية المشروع من جهة وعلى حالة الموقع والتربة ومدى التعقيد في خواص ونوع التربة من جهة أخرى. أيضاً يعتمد حجم العمل على الخبرة السابقة لمنشآت مماثلة ومشيدة على تربة مشابهة للمشروع تحت الدراسة. وعليه فإن حجم العمل قد يقتصر على فحص بصري Visual Examination لعينات تؤخذ من خنادق مكشوفة Open trenches أو من جسات برغية Auger borings وذلك في حالة المنشآت الخفيفة الصغيرة المؤسسة على تربة معروفة الخواص أو السابق التأسيس عليها. وعلى الجانب الآخر قد يمتد العمل لاستكشاف الموقع ليشمل جسات عميقة Deep borings مع دراسة مستفيضة واختبارات معملية مفصلة وذلك للمنشآت الخاصة وللأبراج والمنشآت الثقيلة ولأعمال الحفر العميق Deep Excavation.

المعلومات المطلوبة Data Required

عناصر الاستكشاف تعتمد الى حد كبير على المشروع المراد إقامته ولكنه

يجب أن يشمل توفير ما يلي:

١ ـ معلومات عن نوع الأساس (سطحي Shallow أو عميق Deep).

٢ ـ معلومات تمكن مهندس ميكانيكا التربة من تحديد قدرة تحمل التربة أو وحدة الأساس.

٣ ـ معلومات كافية لتقدير الهبوط.

٤ ـ منسوب المياه الجوفية.

٥ ـ معلومات لتحديد كيفية الحفر والسند وتصميم الستائر اللوحية Sheeting وطرق نزح المياه Dewatering.

٦ ـ معلومات عن المشاكل المحتملة مثل هبوط أو تشرخ المنشآت المجاورة.

٧ ـ تحديد مشاكل التلوث والتأثير على البيئة المحيطة Enviromental Problems وطرق حلها.

والمعلومات السابق سردها تكون ضرورية في حالة المنشآت المراد تشييدها على مساحة محددة Compact Site حيث تكون التكلفة لوحدة المساحات مرتفعة مثل المباني المرتفعة وإن كانت بعض هذه المعلومات تكون ضرورية أيضاً للمنشآت الممتدة Extended مثل الطرق والمطارات وخطوط المياه والمجاري وخطوط الأنابيب والطاقة والمنشآت المماثلة. وفي تلك الحالة يكون استكشاف الموقع ممتداً Extended Site Exploration ويكون من المفيد تحديد مناسيب المياه الجوفية ومناسيب خطوط الصخور Rock Line ومواقع التربة الضعيفة ومواقع التربة التي يجب استخدامها في الانشاء Borrow pits.

طرق الإستكشاف Methods of Exploration

أكثر الطرق انتشارا لاستكشاف المواقع المحدودة Compact Sites هي

الجسات حيث يعمل ثقب في الأرض وتستخرج عينات من التربة (مقلقلة أو غير مقلقلة) لفحصها واختبارها وفي كثير من الأحوال تستخدم الجسات لاستكشاف المواقع الممتدة ولو أنها في تلك الأحوال تكون ذات تكلفة مرتفعة لامتداد المشروع. هذا وسوف نعرض بشيء من التفصيل للجسات لاحقا.

وللمساحات الكبيرة يكون التصوير الجوي مع حفر بعض الثقوب البسيطة والحفر السطحية Test pits أكثر اقتصادا وأنسب للمشروعات الممتدة من الجسات التفصيلية. ويستحسن في التصوير الجوي أن يكون ملوناً ليعطي معلومات كافية عن التربة المستكشفة.

وتستخدم أيضا الطرق الجيوفيزيقية Geophysical Methods في الاستكشاف الممتد. وتقع الطريقة في واحدة من القطاعين التاليين: الطرق السيزمية Seismic والمقاومة الطبيعية Resistivity. ويقتصر استخدام الطرق الجيوفيزيقية على تحديد منسوب الطبقات الصخرية والطبقات الزلطية أو الرملية ومنسوب المياه الحر.

وقد تكون العينات المجمعة يدوياً من الكثبان الرملية ومن المناطق المعرضة للنحر وفحصها بصرياً كافياً في أحوال كثيرة لإعطاء فكرة مبدئية عن نوع التربة وعن حجم العمل الباقي تنفيذه لإستكشاف الموقع. ويعطي اختبار التحميل Load test معلومات شبه كافية عن قدرة تحمل التربة وإن كانت تلك الإختبارات مرتفعة التكلفة. ويعطي جدول (١) ملخصاً للطرق المستخدمة لإستكشاف الموقع.

ويعتبر نوع التربة من العوامل الهامة لتحديد طريقة ومنهاج الإستكشاف للوصول الى اقصى فائدة من الإستكشاف اقتصاديا. فالتربة المتجانسة Homogeneous Soil يناسبها العينات غير المقلقلة المستخرجة من جسات لإجراء اختبارات دقيقة عليها وحيث أن التربة متجانسة فإن عدد قليل من الجسات تمثل التربة تمثيلاً دقيقا وعليه فالتكاليف الكلية تكون

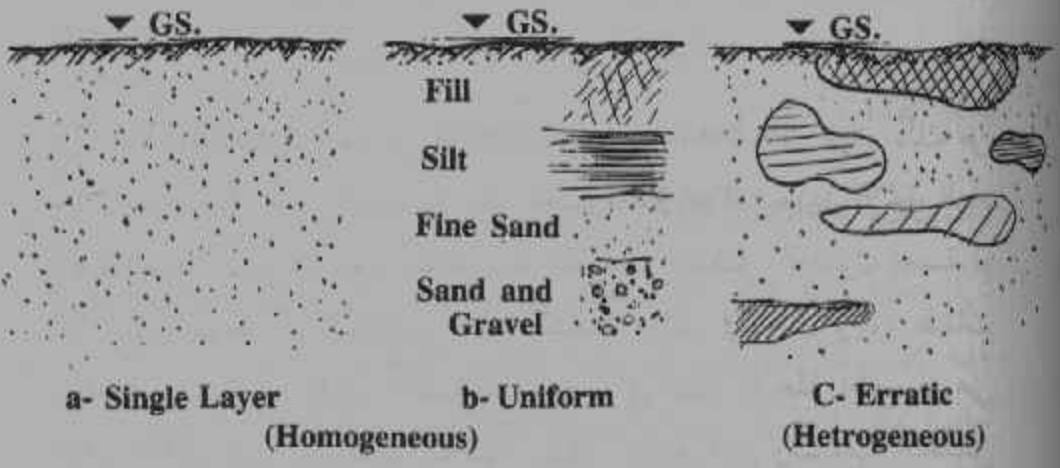
مقبولة. بينما لا تعطي العينات غر المقلقلة المستخرجة من جسات صورة حقيقية للتربة الشعثة Hetrogenous Soil وذلك لأنه من الضروري عمل عدد كبير من الجسات لتمثيل التربة تمثيلاً كاملاً وعليه فالتكاليف تكون عالية. وعليه فالطرق الجيوفيزيقية أو التصوير الجوي مع عدد من الجسات لإستخراج عينات مقلقلة يعطي معلومات كافية وتكون أكثر اقتصاداً من العينات غير المقلقلة. ويعطي شكل (١) أنواع التربة المختلفة.

جدول (١) ملخص لطرق استكشاف التربة

Summary of soil-exploration methods

Method	Depths	Applicability
	No samples taken	
Geophysical seismic resistivity	Usually less than 35 m	Locating firmer material underlying softer material. Certain equipment is adapted to determination of density and soil moisture
Vane shear	Limited by torque stresses on rod	In situ shear strength of sensitive cohesive nongravelly soils
Sounding	Limited by encountering rock and driving equipment	Locating soft material and rock by probing, using solid rods as opposed to a split spoon
Dutch cone	Same as "sounding"	
Pressuremeter	Usually less than 35 m	In situ E_s, μ, K_0
Glötzl cell	Same as pressure meter	In situ K_0
Fracture apparatus	Same as pressure meter	In situ K_0
	Disturbed samples taken	
Auger boring	Depends on equipment and time available, practical depths being up to about 35 m	All soil where hole will maintain wall without casing
Rotary drilling Wash boring Percussion drilling	Depends on equipment, most equipment can drill to depths of 70 m or more	All soils. Some difficulty may be encountered in gravelly soils. Rock requires special bits, and wash boring is not applicable. *Penetration testing* is used in conjunction with these methods, and disturbed samples are recovered in the split spoon. Penetration counts are usually taken at 1- to 2-m increments of depth
Test pits and open cuts	As required, usually less than 6 m; use power equipment	All soils

	Undisturbed samples taken	
Rotary drilling, percussion drilling, wash boring	Depends on equipment, as for disturbed-sample recovery	Thin-walled tube samplers and various piston samplers are used to recover samples from holes advanced by these methods. Commonly, 5- to 10-cm-diam samples can be recovered
Test pits	Same as for disturbed samples	Hand-trimmed samples. Careful trimming of sample should yield the least sample disturbance of any method



شكل (١) أنواع بناء التربة

تحضير برنامج الاستكشاف Planning the Exploration Program

الهدف من برنامج الإستكشاف هو تحديد الطبقات (سُمكاً ومنسوباً وترتيباً) وكذلك خواص تلك الطبقات هندسياً (والمقصود بهندسياً هنا خواصها من حيث مقاومتها للقص والتشكل ونفاذيتها للماء). ويخطط برنامج الإستكشاف كالتالي:

١ ـ تجميع كل المعلومات المتاحة عن أبعاد وتوزيع الأعمدة ونوع واستخدام المنشأ والغرض من البدروم Basement وأي أغراض أخرى خاصة للمبنى واستخداماته. وفي المنشآت الخاصة مثل الكباري والمنشآت المائية يجب دراسة عمق النحر وتذبذب منسوب المياه وأحمال الدُعامات وأبعادها وتوزيعها لدراسة الهبوط والطبقات المعرضة لأحمال الدُعامات.

٢ ـ إستكشاف المنطقة Reconnaissance of the area . وذلك بزيارة لموقع الإنشاء أو بإستخدام التصوير الجوي وأيضا بدراسة حالة المنشآت المقامة بالمنطقة ودراسة الخرائط الطوبوغرافية للمنطقة ودراسة خطوط المرافق لكل أنابيب المياه والمجاري وكابلات الكهرباء وتحديد حالة المياه السطحية والنحر (إن وجد) ودراسة الجسات وتقارير التربة السابق عملها لمنشآت بالمنطقة ودراسة مواد البناء بالمنطقة ودراسة أماكن التربة الممكن نقلها للموقع Borrow pits .

٣ ـ استكشاف ابتدائي Preliminary Investigation . ويتم ذلك من خلال عدد قليل من الجسات أو حفر اختبار Test Pits لتحديد الإتجاه العام للطبقات ولتحديد منسوب سطح المياه الجوفية . ويفضل الوصول بجسة أو أكثر إلى الصخر أو الطبقات القوية التحتية وذلك في حال وجود طبقات سطحية ضعيفة أو قابلة للإنضغاط . ويجب في تلك المرحلة الحصول على القدر الكافي من المعلومات لتحديد بصفة مبدئية نوع ومنسوب التأسيس وخطوات الإنشاء . أيضاً يجب في تلك المرحلة تحديد كيفية وخطوات تحضير الموقع للعمل من خلال وسائل سند الحفر (أو الحفر على ميول) ووسائل تطهير الموقع من المياه Dewatering System إن لزم الأمر . ومن المألوف في تلك المرحلة تعيين المقاومة للقص وخواص التربة للإنضغاط وحساب الهبوط المتوقع من خلال العلاقات التقريبية بالإعتماد على تجارب بسيطة مثل حدود أتربرج أو تجارب حقلية مثل تجارب الإختراق Penetration Tests .

٤ ـ إستكشاف مفصل Detailed Investigation . خلال تلك المرحلة تستكمل جميع المعلومات المطلوبة لحساب الأساس ولتجهيز الموقع وخطوات الإنشاء وكذلك لتقدير مدى تأثير الحفر على المنشآت المجاورة . ويجب أن تكون الجسات مُحددة الموقع والعمق وذلك من المعلومات المستقاة من المرحلة السابقة ومن خلال هذه الجسات نحصل على عينات عالية المستوى (ويقصد

هنا بعلو المستوى أن تكون غير مقلقلة وممثلة للطبقات المراد حساب خواصها افندسية). ويتحكم شكل الأساس وتوزيع الأعمدة في اختيار مواقع الجسات وكذلك مواقع التربة الضعيفة التي قد تتواجد في الموقع. أيضا عند فواصل الصخور وأماكن الردم وجميع المواقع الخاصة يجب عمل جسة للحصول على عينات غير مقلقلة لاختبارها معملياً. ويجب عمل جسة عندما يتطلب التنفيذ ذلك حسبما يرى المنفذ. وكمثال لذلك عند تنفيذ الخوازيق لأساس عميق فإن فشل أحد الخوازيق يتطلب عمل جسة مجاورة للخازوق الفاشل لدراسة سبب هذا الفشل.

الجسات Soil Borings

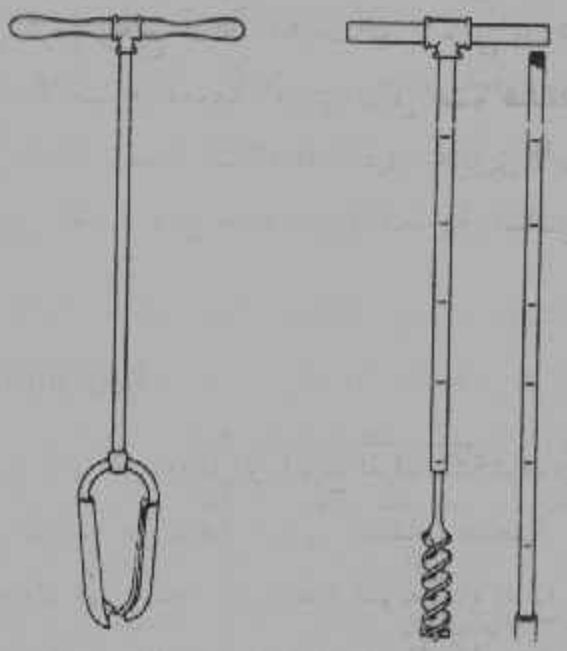
تعرف الجسة بأنها ثقب يعمل في الموقع المراد استكشافه ومن ناتج تفريغ هذا الثقب يمكن التعرف على نوعية وترتيب الطبقات التحتية. أيضاً وبوسائل خاصة يمكن الحصول على عينات غير مقلقلة للتربة أثناء تفريغ أمبوبة الجسة. وعادة ما تعمل الجسة رأسياً ولعمق يحدد مسبقا بناء على معلومات ابتدائية.

ويمكن تنفيذ الجسة إما يدوياً أو بواسطة معدات أخرى عديدة.

الجسات اليدوية Borings by Hand Tools

يعطي شكل (٢) رسماً تخطيطياً للمعدات اليدوية المستخدمة في استخراج عينات. ويعتبر الحصول على عينات عن طريق عمل حفر اختبار من أقدم الطرق المعروفة. وكذلك تعتبر طريقة الحفر اليدوي الطريقة الوحيدة للحصول على عينات غير مقلقلة ذات اتجاه غير رأسي وكذلك تعتبر من افضل الطرق للحصول على أعلى درجة من عدم القلقلة. وعندما يكون العمل لا يتطلب الحصول على عينات غير مقلقلة فإن استخدام البريمة Hand-anger للحصول على عينات مقلقلة Disturbed Samples يكون اسهل الطرق اليدوية لتنفيذ الحسات اليدوية. ويمكن الحصول على أعماق

تصل الى عشرة أمتار يدويا. وعموماً جسات بعمق يتراوح بين مترين وخمسة أمتار يكون كافٍ لأعمال الطرق والمطارات والمنشئات الصغيرة.



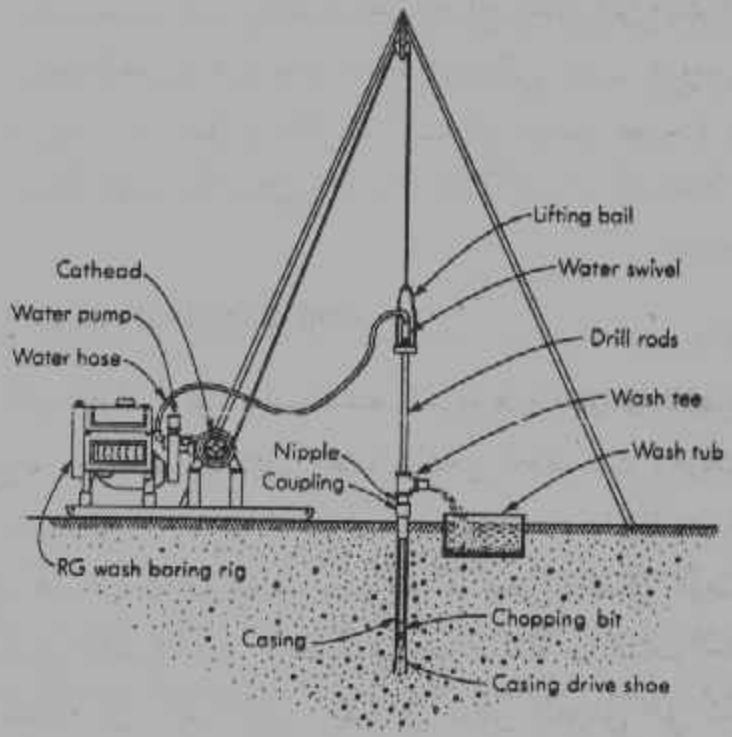
شكل (٢) الجسات اليدوية

الجسات الميكانيكية Borings by Mounted Power Drills

الطريقة العملية للحصول على جسات ذات أعماق كبيرة وللحصول على عينات غير مقلقلة Undisturbed Samples هو استخدام وسائل ميكانيكية للحفر واستخراج التربة. من تلك الطرق استخدام دفع الماء في تغويص الجسة وأيضا لدفع التربة محمولة مع المياه الى سطح الأرض للتعرف عليها ولتفريغ المواسير المكونة للجسة. شكل (٣) يوضح رسماً تخطيطياً لطريقة دفع المياه Wash Boring Method.

ويبدأ عمل الثقب في الأرض عن طريق دق ماسورة Casing لعمق يتراوح بين متران وثلاثة أمتار. وتفرغ الماسورة من التربة بواسطة كباش يثبت

في انبوبة ضغط المياه الداخلي. يتبع ذلك دفع المياه تحت ضغط خلال أنبوبة ضغط المياه الداخلي. تحدث فوارة عند قاع الماسورة وترتفع المياه مختلطة بالتربة وتخرج من أعلى الماسورة عند وصلة T إلى خزان صغير ويعاد ضخ المياه إلى انبوبة ضغط المياه الداخلي ويتم تجميع التربة التي تكون قد ترسبت في هذا الخزان Wash Tub. ويتم وصل المواسير لزيادة العمق بوصلات من مواسير بأطوال حوالي ٣,٠٠ متر للوصلة الواحدة. وتعتبر تلك الطريقة سريعة وسهلة لجميع أنواع التربة باستثناء التربة الصلبة Hard Soil Strata مثل الصخر أو التربة الزلطية.



شكل (٣) جسات دفع المياه Wash Borings

وطريقة الحفر الدوار Rotary drilling طريقة أخرى لتغويص الجسة. وتستعمل تلك الطريقة الاستخدام المتزامن للدوران والضغط. وتعتبر طريقة الحفر الدوار أسرع وأنجح الطرق لاستخراج جسة في الصخر ما لم يكن

الصخر مفتت Badly Fissured. وهي طريقة ناجحة أيضا في أنواع التربة الأخرى. ويعيب تلك الطريقة احتياجها إلى مُعَلَق خاص من الطين والماء لموازنة الجوانب المعرضة للإنهيار ولتثبيت جوانب الثقب المكون حيث لا يكون هناك مواسير Casings لسند جوانب الثقب. وفي حالة استخدام معلق الطين فإن تسرب المياه الأرضية الى الثقب يقل وقد ينعدم لقلة نفاذية الطين المستخدم في المعلق.

والطريقة الثالثة لتنفيذ الجسات هي باستخدام البريمة المتصلة Continuous-Flight Auger وفيها تنزل البريمة وتخرج التربة على سلاح البريمة. وهي أسهل وأسرع الطرق وهي تصلح لجميع أنواع التربة وإن كانت التربة الرملية المغمورة بمياه ذات ضغط استاتيكي يسبب هروب الرمال من سلاح البريمة. ولا تتطلب الطريقة استخدام مواسير خارجية Casing مما يمنحها عاملاً اقتصاديا حاسما.

أخذ العينات Soil Sampling

أهم الخواص التي يراد تحديدها للتربة هي مقاومتها للقص وخواصها للإنضغاط وخواصها للنفاذية. وعادة ما يمكن تحديد تلك الخواص الهندسية للتربة المتماسكة إذا ما تم الحصول على عينات غير مقلقلة جيدة. على أن الحصول على عينات غير مقلقلة يُعتبر شبه مستحيل والممكن الوصول إليه هو عينات ذات قلقلة محدودة. ويقصد هنا بغير مقلقلة هو عينات أخذت بحيث تصل القلقلة إلى الحد الأدنى. وفيما يلي بعض العوامل التي تسبب بعض القلقلة بالرغم من الحرص الشديد أثناء استخراج العينات لاختبارها معملياً:

١ - استخراج العينات يفقدها الضغط المعرضة له أصلا في التربة مما يسبب بعض الانتفاش Expansion غير المحدد.

٢ - جهاز قطع ودفع العينة إلى أعلى الماسورة يسبب تحرك لبعض حبيبات

التربة وإعادة ترتيب الحبيبات قرب الحواف وعند نهايات العينة.

٣ ـ يحدث بعض التغير في المحتوى المائي اثناء استخراج العينات من منسوب أسفل المياه الحرة وكذلك عند استخراج عينات غير مشبعة أصلاً خلال الماسورة المليئة بالمياه.

٤ ـ عند استخراج العينات من منسوب مُعرض لضغط هيدروستاتيكي فإن فقدان هذا الضغط يتسبب في تكوين فقاعات هوائية داخل فراغات التربة مما يسبب انتفاش في التربة (تغير في نسبة الفراغات).

٥ ـ المناولة والنقل من الجسة الى وسيلة النقل إلى المعمل إلى جهاز الاختبار تؤثر في بناء التربة ونسبة الفراغات والكثافة النسبية.

٦ ـ العامل الإنساني والاخطاء غير المقصودة وتأثير العاملين في اخذ الجسة ونقلها.

٧ ـ تأثير درجة الحرارة اثناء أخذ الجسة (الحرارة الشديدة تقلل من المحتوى المائي والبرودة الشديدة تسبب تجمد المياه داخل فراغات العينة).

أما بالنسبة للتربة المفككة Cohesionless فإنه من شبه المستحيل الحصول على عينات غير مقلقلة وإن كان من الممكن الحصول على عينات ذات قلقلة بسيطة باستخدام أمبوبة رقيقة الجدران لاستخراج عينات من الرمل المتوسط إلى الناعم. في حالة الرمل الكثيف والرمل المحتوي على زلط فإن الحصول على عينات غير مقلقلة يكون أشد صعوبة ويجب استعمال الحرص الشديد للوصول الى نسبة قلقلة بسيطة. ويبين شكل (٤) قطع خاصة لاستخراج عينات مقلقلة Disturbed Samples بغرض تصنيف التربة وإجراء التحليل الميكانيكي الجاف Sieve Analysis والإختبارات الكيماوية.

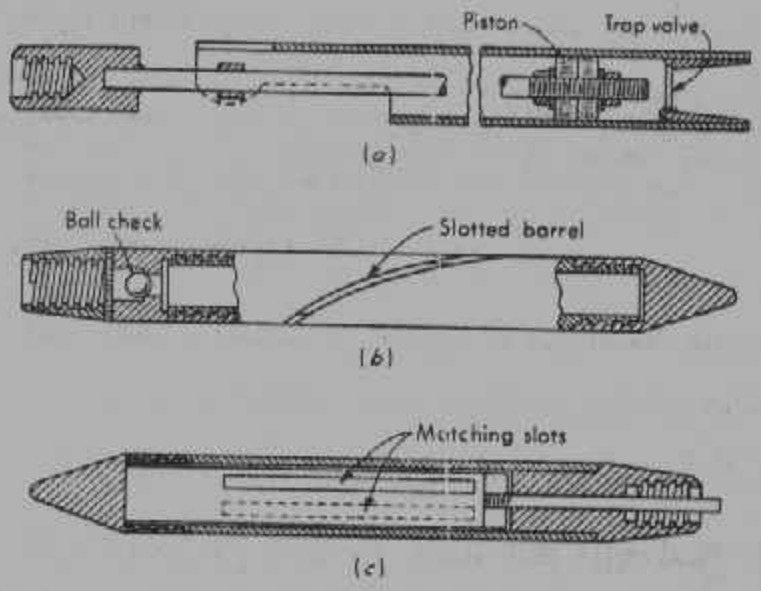


Figure 4 Special sampling tools. (*a*) Sand-pump sampler which utilizes pumping action to recover a sample; (*b*) spiral-slot sampler that is filled by rotation of device; (*c*) slot sampler is filled by rotation device.

شكل (٤) قطع استخراج عينات مقلقلة

وحيث أن الهدف الرئيسي لاستخراج عينات غير مقلقلة للتربة غير المتماسكة هو تحديد وحدة الأوزان أو الكثافة النسبية وليس حساب معامل النفاذية أو مقاومة القص فإن تحديد وحدة الأوزان يحدد بدون استخراج العينة من الاسطوانة. وبعد استخراج العينة فإنه من غير المفيد إعادة بناء العينة في جهاز القص المباشر أو الخلية الثلاثية لنفس الكثافة لأن ترتيب الحبيبات سوف يختلف وكذلك تأثير التماسك Cementation بين الحبيبات سيستحيل إعادتها. وعليه فإن تحديد ∅ وكذلك K (زاوية الاحتكاك ومعامل النفاذية) يتم في الحقل عن طريق جهاز الاختراق (القياس أو مخروط الاختراق) ومنها نحدد قيمة ∅ من العلاقات الخاصة بين عدد الدقات وقيمة ∅. وتحدد قيمة K من تجارب الآبار في الحقل. وفي شكلي (٥ ، ٦) القطع المستخدمة في استخراج عينات من التربة غير المقلقلة. وتشترك تلك القطع في محاولة قطع التربة بدون إحداث تحرك أو تضاغط للحبيبات وذلك باستخدام اسطوانة رقيقة الجدران ذات قطع خارجي مائل مما يسبب تحرك الحبيبات خارج العينة

المقطوعة ثم استخدام حركة دورانية لقص العينة عند السطح السفلي للعينة. وبعض القطع تستخدم قطع مرنة مساعدة تمنع هروب التربة من الاسطوانة وخاصة إذا كانت لينة وتحتوي على ما يشبه المعلق Watery Samples.

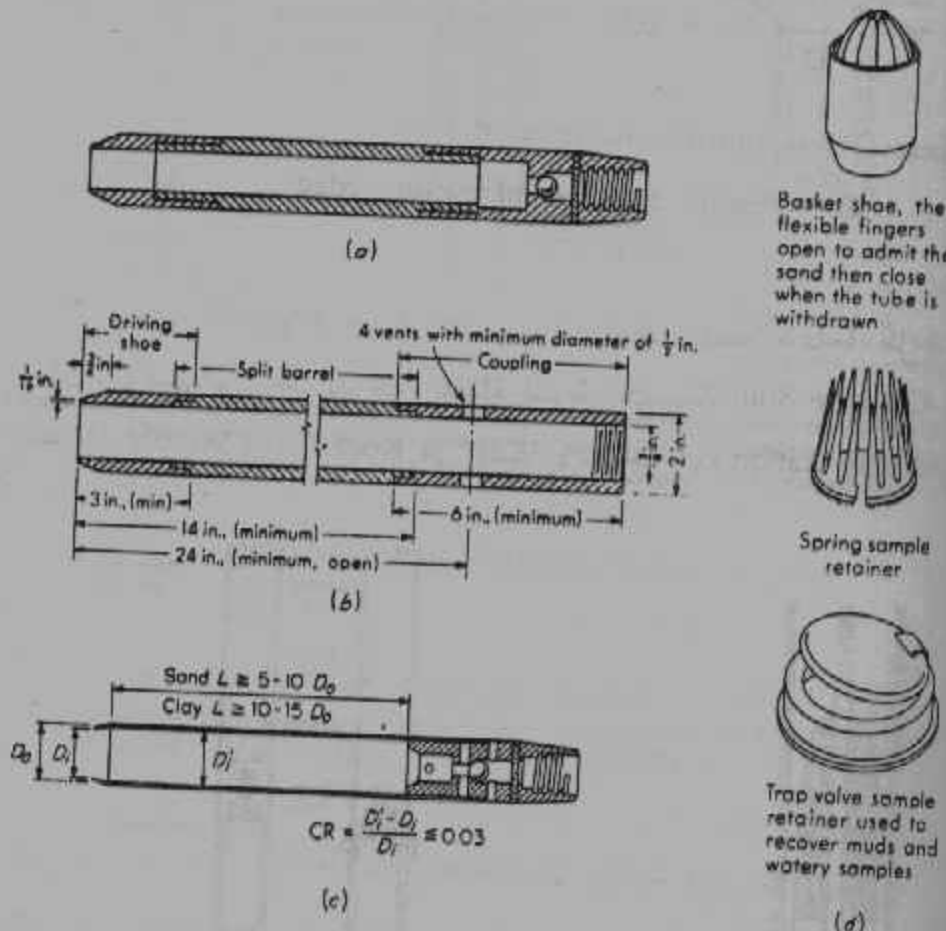


Figure 5 Soil-sampling tools. (*a*) Standard split-spoon sampler; (*b*) dimensions of the standard split-sampler assembly; (*c*) thin-wall (Shelby tube) sampler; (*d*) split-spoon sampler inserts.

شكل (٥) قطع استخراج العينات

وبالرغم من أن نسبة القلقلة تعتمد على عدة عوامل مثل مُعدل اختراق الاسطوانة الرقيقة وعلى طريقة قطع السطح السفلي للعينة وإن كان هذا القطع قد تم بالدفع أم بالدوران وأيضا إن كان هناك زلط في العينة أم لا حيث أن وجود الزلط يسبب قلقلة شديدة للعينة إلا أن العينة تتأثر أيضا

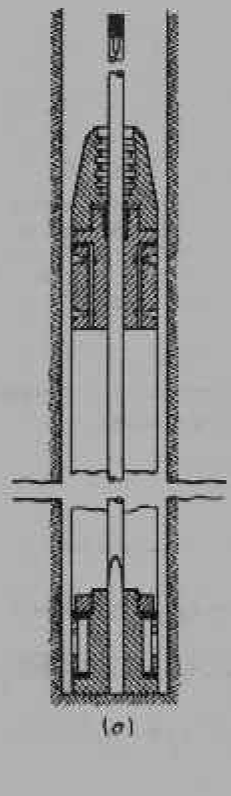
بحجم العينة المستخرجة الى حجم الاسطوانة المستخدمة. ويعبر عن ذلك بنسبة مساحة مقطع العينة الى مساحة الخارجية للاسطوانة ويعبر عنها بنسبة المساحة Area Ratio Ar

$$Ar = \frac{D_0^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100 \quad \text{...(1)}$$

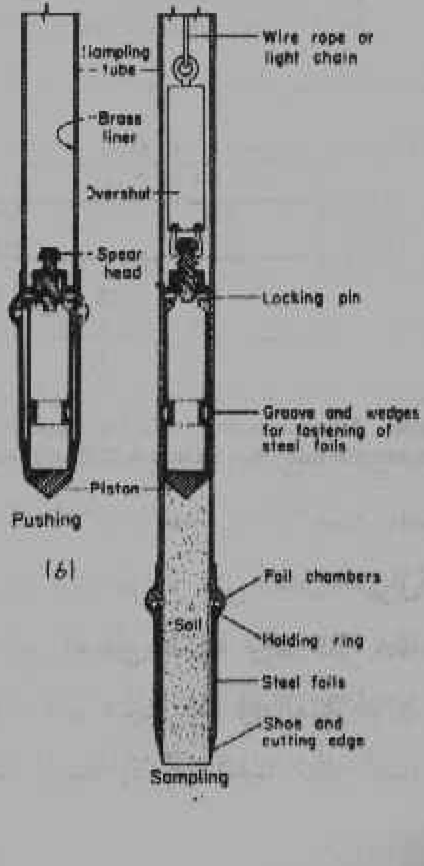
Where: D_0 = outside diameter of tube

D_i = inside diameter of cutting edge

وتعتبر الاسطوانة جيدة التصميم اذا اعطت نسبة مساحة أقل من ١٠٪. وكمقياس آخر لدرجة القلقلة للتربة المتماسكة Cohesive Soil أو للصخر Rock-Cove Sample هي نسبة الاسترجاع L_r Recovery Ration



(a)



(b)

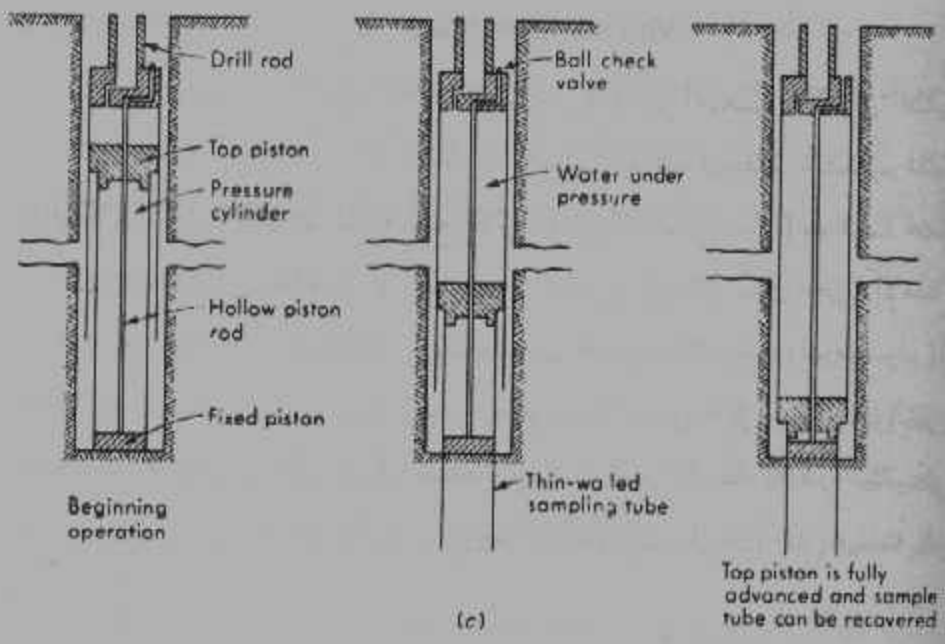


Figure 6 Typical piston samplers. (*a*) Stationary-piston sampler for recovery of "undisturbed" samples of cohesive soils. Piston remains stationary on soil and tube is pushed into the soil, piston is then clamped and sample is recovered; (*b*) Swedish foil sampler; (*c*) Osterberg piston sampler. [*Hvorslev (1949).*]

شكل (٦) استخراج العينات غير المقلقلة

$$L_r = \frac{\text{actual length of recovered sample}}{\text{theoretical length of recovered sample}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(2)$$

ونسبة استرجاع تساوي الوحدة تعني أن العينة لم تعاني من تضاغط أثناء الاحتكاك على الجوانب. ونسبة استرجاع تزيد على الواحد الصحيح تعني أن العينة تفككت بعض الشيء أثناء استخراجها لوجود أحجار أو مواد عضوية غير متحللة أو تحرر من الحمل السابق أو لأسباب أخرى.

وفي التحليل النهائي يجب أن يقوم المهندس باستنتاج سلوك التربة الحقيقي بمقارنة نتائج التحليل للتربة غير المقلقلة ونتائج التحليل والتجارب الحقلية Field behavior.

عينات الأعماق البحرية Marine Sampling

أخذ عينات من التربة للأعماق البحرية تعتبر أصعب وأدق في التنفيذ من أخذ عينات من أعماق التربة البرية . ونظراً لذلك فمعظم التصميم المتبع حالياً لأساسات المنشآت المائية تتبع أكثر الطرق تحفظاً بإعتبار إجهادات تحمل Bearing Stress منخفضة أو استخدام خوازيق إرتكاز تدق حتى الإمتناع Piles are Driven to refusal . ولتحسين طرق التصميم وللوصول إلى قطاعات إقتصادية فإنه يستلزم الحصول على عينات من قاع البحر (أو النهر) بحالة جيدة وهذا يتطلب طرق متقدمة ودراسة تأثير الضغط الهيدروستاتيكي وتأثير الأمواج في تحديد الأطوال الفعلية للكابلات المرنة لأخذ عينات غير مقلقلة.

وأكثر الطرق التي تبشر بالنجاح في المياه العميقة هي عمل وصلة مرنة (نظراً لوجود تأثير الأمواج والتيارات) من المواسير بين قارب إستخراج العينات وبين قاع البحر ثم ينزّل خلال الماسورة المرنة قطعة إستخراج العينات Sample Tube ذات وزن مثبت بها عن طريق كابل كدليل وعند وصول قطعة أخذ العينات إلى القاع ترفع إلى أعلى مسافة تتراوح بين متر واحد ومترين ثم تترك لتهبط بتأثير الوزن المثبت بها. وتعتبر تلك الطريقة نوع من إختبار إختراق Penetration Test كما أنه طريقة فعالة لاستخراج عينة غير مقلقلة من التربة بشرط أن تكون قطعة أخذ العينات عبارة عن أمبوبة رقيقة الجدران كما سبق الإشارة للحد من القلقلة إلى أدنى حد .

على أن أصعب خطوة في الطريقة السابقة هي تحديد طول الكابل اللازم لتلامس السطح السفلى الأمبوبة العينات للقاع حيث أن زيادة الطول الناتج عن الشد في الكابل لوجود وزن مثبت بالأمبوبة وأيضاً تأثير حركة الأمواج والتيارات كثيراً ما تسبب قلقلة السطح العلوي للقاع مما يؤثر بشدة على جودة العينة المستخرجة .

ومن المشاكل المصاحبة لعينات أعماق البحار هي الإنتفاش وتكون تجاويف نتيجة رفع الضغط الهيدروستاتيكي بعد إستخراج العينة خارج الماء . ومن الصعب تقدير مدى التلف الذي يحل بالعينة نتيجة رفع هذا الضغط . كما أنه من العسير الحكم على تأثير تركيز الأملاح في العينة بعد إستخراجها من الأعماق الكبيرة .

وتجدر الإشارة هنا أنه من الممكن إستخراج عينات معزولة عن الظروف الخارجية بحيث تظل معرضة للضغط الهيدروستاتيكي المعرضة له عند القاع . إلا أنه يجب اتخاذ الحيطة الشديدة عند التعامل مع تلك العينات نظراً لطبيعتها المتفجرة نظراً للضغط العالي المتواجد بالعينة .

ويمكن الرجوع إلى المراجع التالية لم يهمه أمر عينات الأعماق البحرية :

1 — ASTM (1971)

2 — Focht and Kraft (1977)

إختبار الإختراق القياسي Standard Penetration Test (SPT)

يعتبر إختبار الإختراق القياسي SPT من الإختبارات الضرورية اللازمة لتحديد مقاومة التربة الرملية اثناء تنفيذ الجسة . ويعتبر أيضاً أسهل وأكثر الطرق إقتصاداً للحصول على معلومات عن التربة التحتية تفيد في حساب قيمة زاوية الإحتكاك الداخلي وكثافة التربة الرملية . ويتكون هذا الإختبار من التالي :

١ ـ دق قطعة الاختراق القياسية Standard Split- barrel الموضحة بشكل (5-a) مسافة ٤٦٠مم (١٨ بوصة) داخل التربة عند قاع الجسة .

٢ ـ تسجيل عدد الدقات اللازمة لإختراق آخر ٣٠٥مم (١٢ بوصة) وبذلك نحدد N .

جامعة مازن - كلية الهندسة
المكتبة
١٧٧٦

٣ - يستخدم وزن مقداره ٦٣,٥كجم (١٤٠ رطل) لدق القطعة بحيث تسقط من مسافة ٧٦٠مم (٣٠ بوصة) .

ويعطى عدد دقات (N = 100) إمتناعاً Refusal وقد يعطي نسب ٧٠ : ١٠٠ أو ٥٠ : ١٠٠ مما يعني أنه لإختراق مائة مليمتر (٤ بوصات) كان عدد الدقات ٧٠ دقة أو ٥٠ دقة على الترتيب . وزيادة عدد الدقات يعني إمتناعاً يستدعي لإكمال الجسة عمل قطع Coring Operation الذي يكون عادة في تربة متحجرة .

وبالرغم من أنه هناك شبه قاعدة تنص على أن إعادة إختبار الإختراق القياسي يعتبر من الأمور الصعبة إلا أن ماركوس وبيجانوسكي (١٩٧٧) قد أفادا من خلال دراساتهما أن إعادة تقدير N ممكن لنفس التربة في حالة تثبيت ضغط التحميل المتواجد Overburden Pressure . وقد ظهر من تلك الدراسات أن نوع التربة وكثافتها وضغط التحميل المتواجد هي أكثر العوامل أهمية لإعادة تقدير N .

جبز وهولتز Gibbs and Holtz (١٩٥٧) قد أدخلا تعديلاً لقيمة N بسبب ضغط التحميل المتواجد ثم تبعه تعديلاً آخر لبازارا Bazaraa (١٩٦٧) حيث كان التعديل الأول مبالغ فيه . وتعديل بازارا كالتالي :

For Po $\leq$ 1.5 Ksf

$$N' = \frac{4N}{1 + 2P_0} \quad \text{.....(3 - a)}$$

For P0 > 1.5 Ksf

$$N' = \frac{4N}{3.25 + 0.5\,P_0} \quad \text{..... (3 - b)}$$

Where Po = effective overburden pressure.

في الرمل الناعم أو الرمل الطمي المشبع اقترح ترزاجي وبيك تصحيح

N إذا ما زادت عن ١٥ كالتالي :

$$N' = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \quad \ldots\ldots (4)$$

وأقترح بازارا التعديل التالي لنفس الحالة

$$N' = 0.6\,N \quad (5)$$

Where N > 15

يعطي جدول (٢) قيماً تقريبية لزاوية الاحتكاك الداخلي ∅ وللكثافة النسبية Dr بناءً على قيم N أو N′ إذا كان التعديل ضرورياً .

جدول (٢) قيم ∅ ، Dr بمعلومية إختبار الإختراق القياسي

Table 2 Empirical values for ϕ, D_r, and unit weight of granular soils based on the standard penetration number with corrections for depth and for fine saturated sands.

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r*	0 — 0.15	0.35	0.65	0.85	1.00
Standard penetration no. N	5–10	8–15	10–40	20–70	> 35
Approx. angle of internal friction ϕ° †	25–30°	27–32°	30–35°	35–40°	38–43°
Approx. range of moist unit weight γ, pcf (kN/m³)	70–100‡ (11–16)	90–115 (14–18)	110–130 (17–20)	110–140 (17–22)	130–150 (20–23)

* Depends on p_o ranging from 70 to 500 kPa. Low value of N corresponds to lesser p_o.

† After Meyerhof (1956). $\phi = 25 + 25D_r$ with more than 5 percent fines and $\phi = 30 + 25D_r$ with less than 5 percent fines. Use larger values for granular material with 5 percent or less fine sand and silt. See also Eq. (4-10) for estimate of ϕ.

‡ It should be noted that excavated material or material dumped from a truck will weigh 70 to 90 pcf. Material must be quite dense and hard to weigh much over 130 pcf. Values of 105 to 115 pcf for nonsaturated soils are common.

وبالرغم من أن إختبار الإختراق القياسي SPT قد وضع أصلاً للتربة المفككة ـ Cohesionless Soils وذلك لصعوبة الحصول على عينات غير مقلقلة للرمل ولتوفير نفقات الاختبار إلا أنه ينفذ أحياناً للتربة المتماسكة وقد وضعت علاقات تقريبية بين مقاومة الضغط غير المحصور وعدد الدقات N كما

يظهر في جدول (٣) ولكن يجب الحذر في إستخدام مثل ذلك الجدول نظراً لعدم دقة نتائج اختبار SPT للتربة المتماسكة المشبعة وذلك لتأثير المحتوى المائي وضغط المياه المحصور Excess Pore Pressure .

جدول (٣) قيماً تقريبية لـ q_n من إختبار SPT

Table 3 Empirical values for q_u* and consistency of cohesive soils based on the standard penetration number.

Consistency	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Very stiff	Hard
q_u, ksf (kPa)	0 — 0.5 (25)	1.0 (50)	2.0 (100)	4.0 (200)	8.0 (400)	
N, standard penetration resistance	0 — 2	4	8	16	32	
γ_{sat}, pcf (kN/m³)	100–120 (16–19)		110–130 (17–20)		120–140 (19–22)	

* These values should be used as a guide only. Local cohesive samples should be tested, and the relationship between N and the unconfined compressive strength q_u established as $q_u = KN$.

ويعطي شكل (٧) طرق إختبارات الإختراق الأخرى والواسعة الانتشار في أوروبا والقطعة رقم «g» تعطي عدد من الدقات مساو تقريباً لإختبار الإختراق القياسي SPT . وموضح أسفل الشكل شرح مختصر لكل قطعة .

العينات الحجرية Core Sampling

في معظم أنواع الطبقات الحجرية إلا في حالات محدودة من الصخور الجيرية المتحللة حيث يوجد الكثير من الشروخ فإن عدد الدقات N الناتجة عن إختبار SPT عادة ما يكون عالي جداً مما يسمى بحالة الإمتناع Refusal . في تلك الحالات قطع عينات حجرية Core Sampling يكون ضرورياً

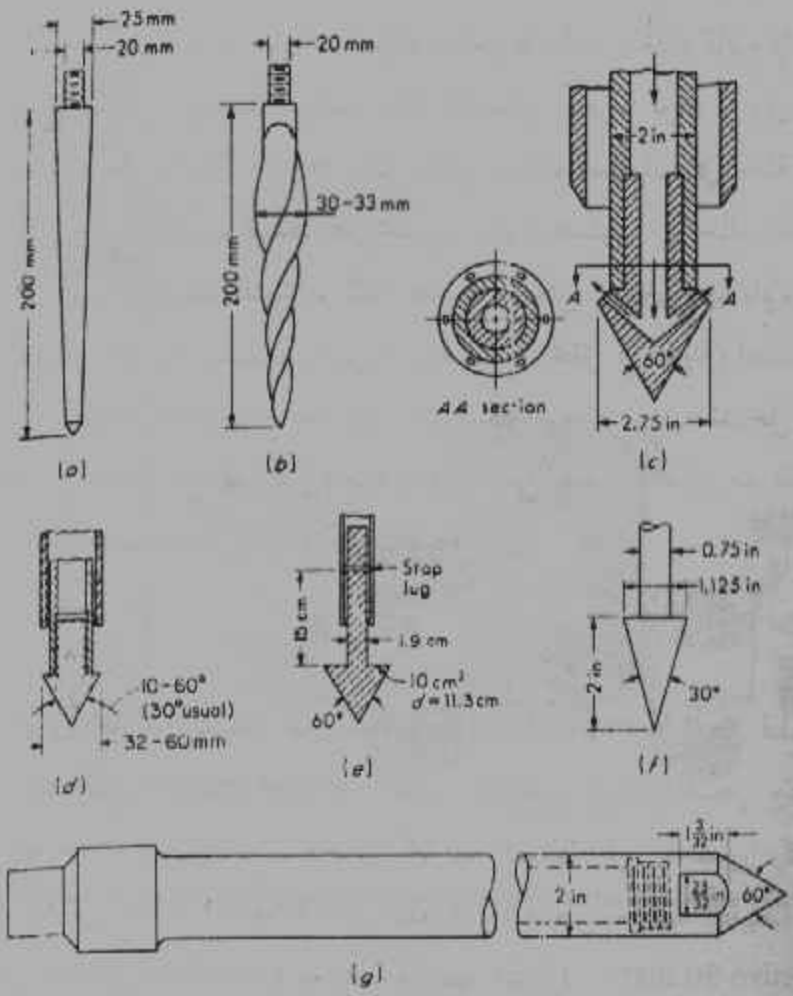


Figure 7 Penetration and sounding soil-exploration devices. With the exception of (*g*) the devices utilize static methods. (*a*) Danish penetration device. Penetration is recorded for 25, 50, 75, and 100 kg; the device is rotated, and the penetration is noted for each 25 half-turns. [*After Gudehus (1976).*] (*b*) Swedish penetrometer. Same essential method of operation as the Danish penetrometer. [*Dahlberg (1974).*] (*c*) Terzaghi wash-point penetrometer. The cone is jacked 10 in into the soil, and the penetration resistance is measured. Water is then pumped through the system and circulated to the surface, where the soil is collected. The sleeve is then pushed down to the top of the cone, and the process is repeated. [*After Hvorslev (1949).*] (*d*) Swiss penetrometer. [*Crettaz and Zeindler (1974).*] (*e*) Early Dutch-cone penetrometer. [*Barentsen (1936).*] (*f*) Waterways Experiment Station penetrometer for shallow soundings. The device is pushed into the soil by one person, and the force necessary to penetrate 2 in is observed. The device has a load ring which is used to obtain the penetration resistance. (*g*) Modified split spoon. The conical point is for use in granular soil so that large pieces of stone are not trapped, thus causing an increase in the blow count. [*After Palmer and Stuart (1957).*]

شكل (٧) طرق إختبارات الإختراق الأخرى

لأسباب عديدة منها التأكد من أن الطبقة الحجرية ذات سمك كاف لإعتباره طبقة إمتناع نهائية . وأيضاً لدراسة حالة الصخر ومعرفة نوعه . وفي حالة الصخور المتماسكة Sound Rock يمكن قطع عينات أسطوانية في حالة جيدة بحيث يمكن إجراء تجارب ضغط غير محصور عليها معملياً . في حالة الصخور المفككة أو التي تعرضت للتهشيم أثناء قطعها فيمكن إستخراجها بالإستعانة بمونة اسمنتية (ماء وأسمنت في صورة مونة سائلة تُحقق في العينة) فيساعد في ربط أجزاء الصخر وتستخرج بعد ذلك متماسكة . ومن ترتيب تداخل المونة بين الصخر وبإستخراج عدد من العينات في أماكن متجاورة يمكن معرفة إتجاه وترتيب التشققات والشروخ داخل الطبقة .

وتجرى تجارب الضغط غير المحصور Unconfined tests على قطع من الصخر المتماسك Sound pieces لتعيين الخواص المرنة للصخر وكذلك مقاومة الضغط والتحمل له . وتجرى تجارب الضغط غير المحصور وكذلك الضغط الثلاثي Triaxial Tests على قطع من الصخر بحالتها الطبيعية (بما تحوى من فواصل وتشققات) لمعرفة مقاومتها المؤثرة Effective Strength ومن ثم معرفة حالة الصخر في الطبيعة حيث تتراوح تلك الحالة بين السيئة Very Poor إلى الممتازة Excellent بمقارنة نتائج التجارب للصخر الخالي من الشقوق والفواصل والصخر ككل .

ويعطي شكل (٨) قطع خاصة بقطع إسطوانات الصخر Drill Bits تثبت بقطع من الصلب المقوّى على هيئة اسطوانات Core Barrels والتي يتراوح طولها بين ٦٠سم إلى ٣ متر . ويتم قطع الصخر بدوران القطع الخاصة ومنها الإسطوانات تحت ضغط فتسبب طحن الصخر إلى مسحوق ناعم يطرد بعد ذلك بالمياه المتحركة داخل الجسة .

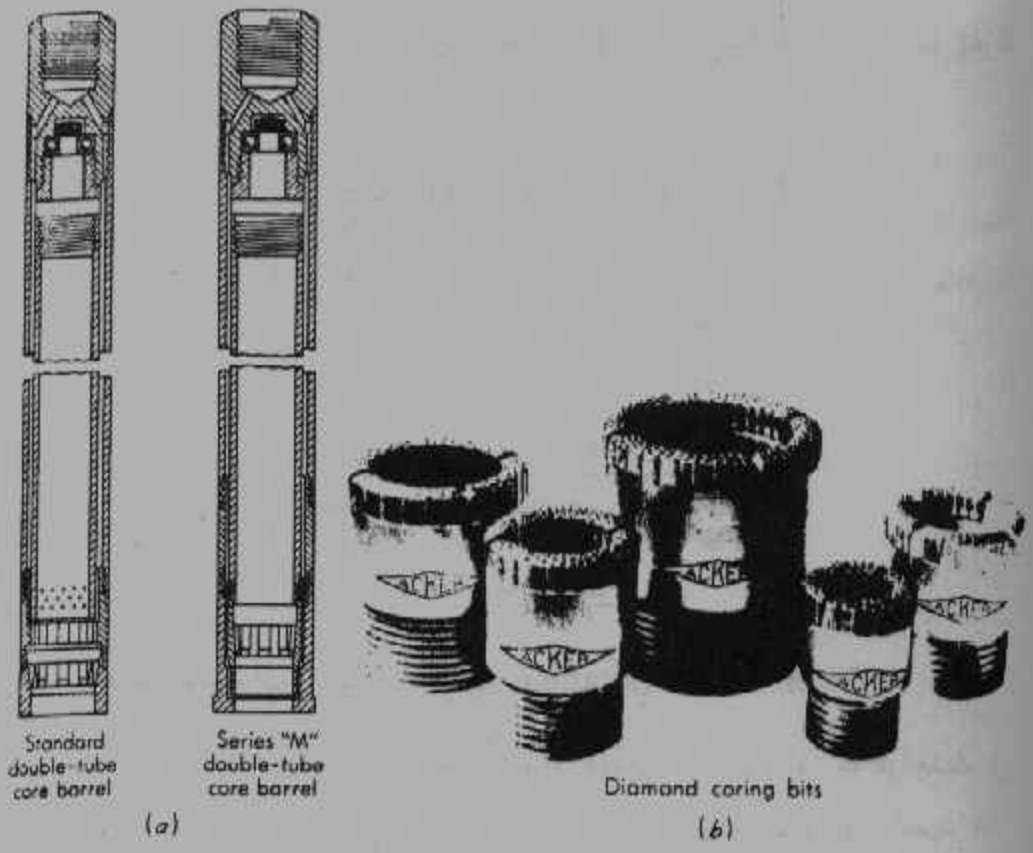


Figure 8 (*a*) Core barrels to which (*b*) coring bits are attached to obtain rock cores. (*The Acker Drill Company.*)

شكل (٨) القطع الخاصة بإستخراج العينات الحجرية

ويعبر عن حالة الصخر بعلامة أو نسبة الإسترجاع Recovery-ratio وتسمى أيضاً بمميز جودة الصخر Pock Quality Designation (RQD) وتحسب بطول القطع التي يزيد طولها عن ١٠٠ مم إلى طول القالب الكلي المستخرج .

$$RQD = \frac{\Sigma \text{ lengths of intact pieces of core} > 100 \text{ m m}}{\text{Length of Core advance}}$$

وبإستخدام قيمة RQD يمكن وصف حالة الصخر وأيضاً يمكن تخفيض قيمة معامل المرونة في الطبيعة E_f عن ذلك الناتج من التجارب المعملية

لصخر متماسك E_{lab} . ويعطي جدول (٤) قيماً تقريبية لنسبة E_f/E_{lab} بمعرفة RQD وكذلك وصف لحالة الصخر .

جدول (٤) قيم E_f بمعلومية E_{lab}

RQD	Rock description	E_f/E_{lab}
<0.25	Very poor	0.15
0.25–0.50	Poor	0.20
0.50–0.75	Fair	0.25
0.75–0.90	Good	0.3–0.7
>0.90	Excellent	0.7–1.0

* Approximately for field/laboratory compression strengths also.

تحديد منسوب المياه الجوفية Water Table Location

نظراً لأهمية تحديد منسوب المياه الجوفية وخاصة إذا ما تواجدت في عمق التأسيس (أي في نطاق العمل لتنفيذ الأساسات) فإن تحديد هذا المنسوب بدقة يكون ضرورياً . أما إذا ما تواجد هذا المنسوب بعيداً عن نطاق العمل والحفر فإن تحديده بطريقة أقل دقة يمكن أن يكون مقبولاً .

ويحدد منسوب المياه الجوفية بالمنسوب الذي يثبت سطح المياه الحُر عنده . وتترك فترة زمنية مناسبة للسماح للمياه بالإرتفاع داخل ماسورة الجسة إلى المنسوب الأصلي للمياه الجوفية . وتكون هذه الفترة الزمنية عادة ٢٤ ساعة للتربة المتوسطة النفاذية كالرمال الناعمة والطمى المخلوط بالرمال . وعادة ما تكون عدة ساعات كافية في حالة التربة الرملية الخشنة أو المخلوطة بالزلط . أما التربة الطينية فتحتاج إلى فترة زمنية قد تمتد إلى عدة أيام أو أسابيع وعليه فيمكن إتباع طريقة فورسلف (١٩٤٩) Hvorslev وفيها نلاحظ إرتفاع المياه داخل الماسورة لثلاث فترات زمنية متساوية ومنها نحسب منسوب المياه الجوفية النهائي من العلاقة التالية (شكل ٩) .

$$Ho = \frac{h1^2}{h1 - h2},\ H_1 = \frac{h2^2}{h1 - h2},\ H_2 = \frac{h3^2}{h2 - h3}$$

ولزيادة الثقة في منسوب المياه الجوفية يمكن تثبيت أمبوبة بيزومترية في ثقب جسة وملاحظة منسوب المياه الجوفية فيه على فترات زمنية لتتبع أي تغيرات في منسوب المياه الجوفية والتأكد من المنسوب النهائي .

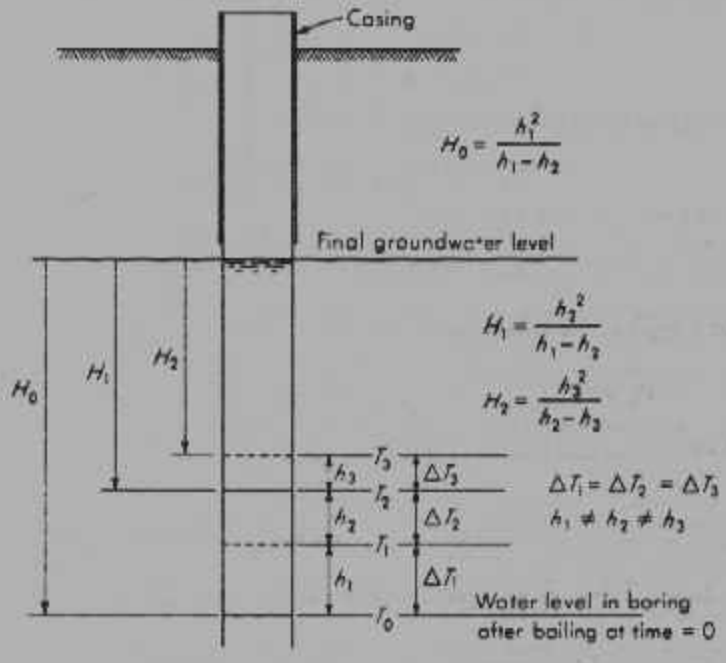


Figure 9 Method of computation of location of the stabilized groundwater level by measuring rise of water in the borehole for equal time intervals of Δt. [*After Hvorslev (1949).*]

شكل (٩) حساب منسوب المياه الجوفية

مثال ١ :

إحسب منسوب المياه الجوفية GWL إذا ما كان منسوب الحفر بالجسة ٣٥ قدم وكان إرتفاع المياه في الثلاث أيام المتتالية ٢,١ قدم ، ١,٩ قدم ، ١,٧ قدم .

الحل :

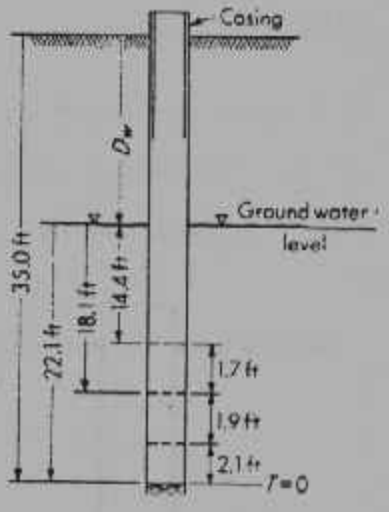
انظر شكل (١٠) .

SOLUTION

$$H_0 = \frac{(2.1)^2}{2.1 - 1.9} = 22.1 \text{ ft}$$

$$H_1 = \frac{(1.9)^2}{2.1 - 1.9} = 18.1 \text{ ft}$$

$$H_2 = \frac{(1.7)^2}{1.9 - 1.7} = 14.4 \text{ ft}$$



Referring to the figure, on which the H values just computed have been placed, the depth to the water table is as follows:

First day: $D_w + 22.1 = 35$ ft

$D_w = 12.9$ ft

Second day: $D_w + 18.1 + 2.1 + 1.9 = 35$ ft

$D_w = 12.9$ ft

Third day: $D_w + 14.4 + 1.7 + 1.9 + 2.1 = 35$ ft

$D_w = 14.9$ ft

Averaging results, we obtain a depth to the water table of

$$D_w = 13.6 \text{ ft}$$

شكل (١٠) مثال (١) تحديد منسوب المياه الجوفية

عمق وعدد الجسات :

هناك عدة نقاط شبه أساسية عند إختيار عدد الجسات وتوزيعها :

١ ـ في حالة الموقع المتسع والتربة المنتظمة تكون الجسات الإبتدائية Preliminary Borings كل ٣٠ إلى ١٥٠ متر . وتقل المسافات للإستكشاف المفصل بإضافة جسات بين الجسات الإبتدائية كلما تطلب الأمر . وتكون المسافات بين الجسات كل ١٠ متر كافية لإستكشاف مفصّل .

٢ ـ في حالة تواجد تكهف في الأحجار الجيرية أو فواصل وشقوق فإن جسات متقاربة كل حوالي ٣ إلى ٥ متر بدون إستخراج عينات غير مقلقلة يكون كافياً .

٤ ـ عندما يكون حساب الهبوط والتسرب والإتزان مطلوباً فإن جسة

واحدة على الأقل لإستخراج عينات غير مقلقلة تكون ضرورية هذا بالإضافة إلى جسات إستكشافية لتحديد الطبقات اللازم أخذ جسات غير مقلقلة لها .

٤ ـ الجسات المائلة قد تكون ضرورية في حال تواجد عوائق سطحية تمنع الجسات الرأسية .

هذا ويعطي جدول (٥) متطلبات توزيع وعدد الجسات للمنشآت المختلفة .

جدول (٥) عدد وتوزيع الجسات

REQUIREMENT FOR BORING LAYOUT
(AFTER NAVDOCKS DM-7, 1962).

1. On large sites where subsurface conditions are relatively uniform, preliminary borings at 100 to 500 ft. spacing may be adequate. Spacing is decreased in detailed exploration by intermediate borings as required to define variations in subsoil profile. Final spacing of 25 ft. usually suffices for even erratic conditions.
2. Where factors such as cavities in limestone or fractures and joint zones in bedrock are being investigated, wash boring or rotary borings without sample recovery, or soundings and probings are spaced as close as 10 ft.
3. Where detailed settlement, stability or seepage analyses are required, include a minimum of one boring to obtain undisturbed samples of critical strata. Provide sufficient preliminary dry sample borings to determine most respresentative location for undisturbed sample borings.
4. Inclined borings are required in special cases when surface obstructions prevent use of vertical holes or subsurface irregularities such as buried channels, cavities or fault zones are to be investigated.

Investigation for:	Boring layout
New site of wide extent	Space preliminary borings so that area between any four borings includes approximately 10% of total area. In detailed exploration, add borings to establish geological sections at the most useful orientations.
Development of site on soft compressible strata.	Space borings 100 to 200 ft. at possible building locations. Add intermediate borings when building sites are determined.
Large structure with separate closely spaced footings	Space boring approximately 50 ft. in both directions, including borings at possible exterior foundation walls, at machinery or elevator pits and to establish geologic sections at the most useful orientations.
Low load warehouse building of large area.	Minimum of four borings at corners plus intermediate borings at interior foundations sufficient to define subsoil profile.
Isolated rigid foundation, 2,500 to 10,000 sq. ft. in area.	Minimum of three borings around perimeter. Add interior borings depending on initial results
Isolated rigid foundation, less than 2,500 sq. ft. in area.	Minimum of two dry sample borings at opposite corners. Add more for erratic conditions.
Major waterfront structures, such as dry docks.	If definite site is established, space borings generally not farther than 100 ft. adding intermediate borings at critical locations, such as deep pumpwell, gate seat, tunnel or culverts.
Long bulkhead or wharf wall	Preliminary borings on line of wall at 400 ft. spacing. Add intermediate borings to decrease spacing to 100 ft. or 50 ft. Place certain intermediate borings inboard and outboard of wall line to determine materials in scour zone at toe and in active wedge behind wall.
Slope stability, deep cuts, high embankments.	Provide three to five borings on line in the critical direction to establish geological section for analysis. Number of geological sections depends on extent of stability problem. For an active slide, place at least one boring upslope of sliding area.
Dams and water retention structures	Space preliminary borings approximately 200 ft. over foundation area. Decrease spacing on centerline to 100 ft. by intermediate borings. Include borings at location of cut-off and critical spots in abutment.
Highways and airfields	See DM-5 and DM-21 for general requirements of highways and airfields. For slope stability, deep cuts and high embankments see layout recommended above.

وبالمثل بالنسبة لعمق الجسات فهناك النقاط التالية التي يجب اعتبارها :

١ - اختراق الجسة لجميع الطبقات غير المناسبة كالردم والطبقات العالية الأنضغاطية والطبقات العضوية والطبقات السائبة مثل الرمل الناعم الهش حتى الوصول إلى الطبقات الكثيفة أو المتحجر ، التي تعطي امتناعاً .

٢ - يجب امتداد الجسة في الطبقات القابلة للإنضغاط لعمق يكفي لتلاشي أو تضائل الإجهادات المنقولة إلى تلك الطبقات .

٣ - عند وجود طبقات صلبة أو كثيفة سطحية فإنه يجب امتداد جسة أو أكثر إلى عمق أكبر للتأكد من عدم وجود طبقات تحتية قد تتأثر بالاجهادات المنتشرة من الأساس .

٤ - عند الوصول إلى الطبقات الصخرية التحتية فيجب اختراق وقطع ١,٥٠ إلى ٣,٠٠ أمتار في الصخر إذا كان متماسك Sound واختراق ٦,٠٠ متر في حالة الصخر المقلل Weathered Rock. .

يعطي جدول (٦) متطلبات عمق الجسات للأعمال المختلفة .

جدول (٦) عمق الجسات

TABLE 6. REQUIREMENTS FOR BORING DEPTHS
(AFTER NAVDOCKS DM-7, 1962).

1. Extend all borings through unsuitable foundation strata, such as unconsolidated fill, peat, highly organic materials, soft fine grained soils and loose coarse grained soils to reach hard or compact materials of suitable bearing capacity.
2. Borings in potentially compressible fine grained strata of great thickness should extend to a depth where stress from superposed load is so small that corresponding consolidation will not significantly influence surface settlements.
3. Where stiff or compact soils are encountered at shallow depths, extend one or more boring through this material to a depth where the presence of an underlying weaker strata cannot affect stability or settlement.
4. If bedrock surface is to be determined but character and general location of rock are known, extend borings 5 ft. into sound, unweathered rock. Where character of rock is not known or where boulders or irregularly weathered material overlie bedrock, core 10 ft. into sound rock and include 20 ft. of casing in one or two selected borings. In cavitated limestone, extend borings through strata suspected of containing solution channels.

Investigation for	Boring extend to
Large structure with separate closely-spaced footings.	Depth where increase in vertical stress for combined foundations is less than 10% of effective overburden stress. Generally all borings should extend no less than 30 ft. below lowest part of foundation unless rock is encountered at shallower depth.
Isolated rigid foundations	Depth where vertical stress decreases to 10% of bearing pressure. Generally all borings should extend no less than 30 ft. below lowest part of foundation unless rock is encountered at shallower depth.
Long bulkhead or wharf wall	Depth below dredge line between ½ and 1½ times unbalanced height of wall. Where stratification indicates possible deep stability problem, selected borings should reach top of hard stratum.
Slope stability	An elevation below active or potential failure surface and into hard stratum, or to a depth for which failure is unlikely because of geometry of cross-section.
Deep cuts	Depth between ¾ and one times base width of narrow cuts. Where cut is above ground water in stable materials, depth of 4 to 8 ft. below base may suffice. Where base is below ground water, determine extent of pervious strata below base.
High embankments	Depth between ½ and 1½ times horizontal length of side slope in relatively homogeneous foundation. Where deep or irregular soft strata are encountered, borings should reach hard materials.
Dams and water retention structures	Depth of ½ base width of earth dams or 1 to 1½ times height of small concrete dams in relatively homogeneous foundations. Borings may terminate after penetration of 10 to 20 ft. in hard and impervious stratum if continuity of this stratum is known from reconnaissance.
Highways and airfields	Auger holes to extend 6 ft. below top of pavement in cuts, 6 ft. below existing ground in shallow fills. For high embankments or deep cuts, follow criteria given above.
Airfields	Auger borings to extend 10 ft. below top of pavement in cuts, 10 ft. below existing ground in shallow fills, or to a depth at which CBR for proposed loading is 1, whichever is greater.

تقديم النتائج Boring Log

تقدم نتائج الجسة في صورة تقرير يشمل على رسومات بيانية لمنحنيات اهبوط الزمن ومنحنيات قدرة تحمل التربة كدالة في حجم الأساس ومنحنيات التدرج الحبيبي . ويشمل هذا التقرير أيضاً المعلومات الخاصة بطبقات التربة من حيث اسمها ووصفها وسمك كل منها ومنسوب المياه الجوفية . ويوضح ذلك على صورة جدول خاص يحتوي على مناسيب الطبقات ومناسيب العينات المأخوذة وأيضاً نتائج التجارب المعملية لتلك العينات مثل وحدة الأوزان لها والكثافة النوعية G_s والمحتوى المائي W_c وحدود أثر برج LL, PL ومقاومة التربة للقص $\emptyset$, C ونتائج الإختراق القياسي SPT . ويوضح شكل (١١ ـ أ) نموذج لقطاع جسة Boring Log. . ويحتوي التقرير بالإضافة إلى ذلك موقع الجسات وترقيمها على مسقط أفقي للمشروع وقد يحتوي ذلك

قياس الإجهادات في الموقع وتحديد معامل الراحة

مقياس مينارد للضغط Menard Borehole Pressuere Meter

يعتمد مقياس مينارد على مبادىء تمدد أسطوانة في تجويف الجسة . وبملاحظة مقدار التمدد وتقدير الإجهاد اللازم لهذا التشكل يمكن تحديد الثوابت المرنة للتربة Elastic Constants . والمعادلة الأساسية هي (أنظر، شكل ١٢) .

$$\Delta r = \frac{Pr_1 (1 + \mu)}{E_s} \quad \text{.....} \quad (6)$$

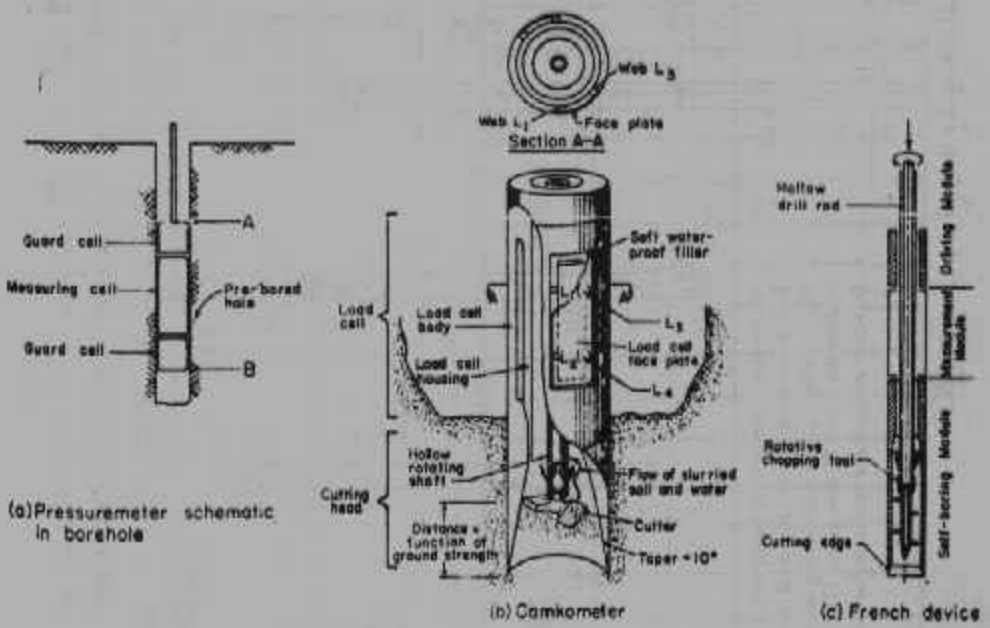


Figure 12 Pressuremeter testing (*b*) and (*c*) above are "self-boring" or capable of advancing the distance *AB* of (*a*) so that in situ lateral stress is not lost.

شكل (١٢) قياس الإجهادات في الموقع

بإعادة ترتيب معادلة (٦) وبإستخدام منحنيات مثل الموضحة بشكل (١٣) وبإستخدام الإنفعالات الحجمية نحصل على علاقة لمعامل المرونة .

$$E_s = 2\,(1 + \mu)\,Vo\,\frac{\Delta P}{\Delta V} \qquad (7)$$

Where

ΔP = Pressure increament Producing the Corresponding Change in volume ΔV

Vo = Volume of measuring cell at Po, this is obtained from a pressure- volume curve as Figure (13).

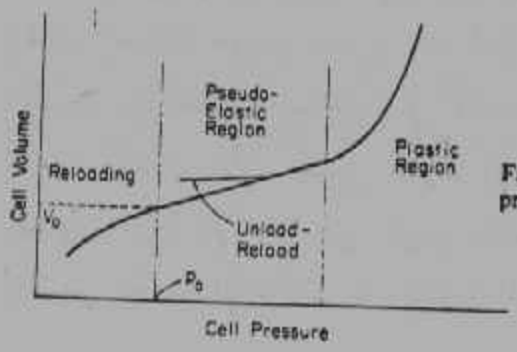


Figure 13 Pressure-volume curve for a pressuremeter test.

شكل (١٣) منحنى الضغوط ـ الحجم لمقياس ضغط

بمعلومية Po (الضغط الجانبي اللازم للحجم V_o) وقيمة الضغط الرأسي المؤثر Effective Vertical Pressune P'o يمكن حساب قيمة معامل الضغط الجانبي Ko .

$$Ko = Po\,/P'o \qquad (8)$$

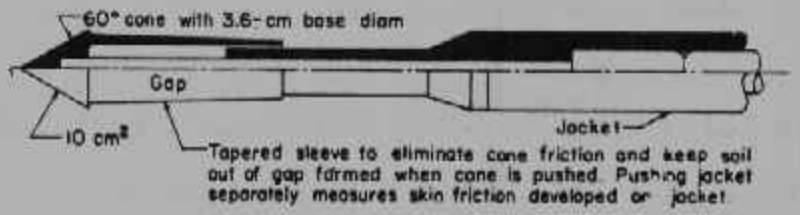
وتحديد الإجهاد الجانبي في الموقع يعتمد على الفروض الميسرة للحل وهي إعتبار التربة متماثلة الخواص مرنة ومتجانسة . ويجب أيضاً لتحديد قيمة E_s فرض قيمة لنسبة بواسون μ . ويمكن تحديد E_s ، μ بإستخدام نقطة أخرى خارج المدى المتناسب Linear range وإستخدام معادلة (٧) مرتين وحلهما في المجهولين E_s ، μ .

إختبار الإختراق الاستاتيكي (المخروط الهولندي)

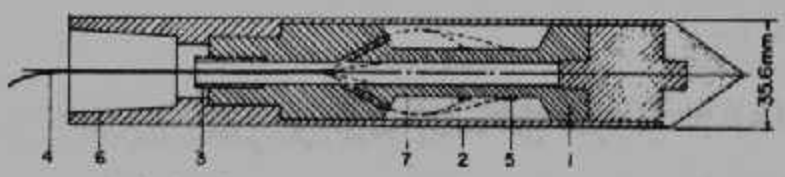
Dutch-Cone Penetration Test (CPT)

إختبار الإختراق الاستاتيكي واحد من أسهل إختبارات مقاومة التربة التي تجري في الموقع . ويجري الإختبار بدفع المخروط إلى التربة بطريقة مستمرة وقياس القوة اللازمة لذلك الإختراق . وهو يصلح لجميع أنواع التربة تقريباً ، وإن كانت التربة الزلطية تعطي نتائج مُضللة إلى حد ما .

ويمكن قياس مقاومة الإرتكاز عند رأس المخروط وأيضاً يمكن قياس مقاومة إحتكاك جوانب مأسورة مثبتة أعلى المخروط وذلك لتقدير حمل خوازيق الارتكاز والإحتكاك المستخدمة في الأساسات العميقة . ويعطي شكل (١٤) نوعين شائعين الأول يقيس مقاومة الإرتكاز والاحتكاك والثاني اليكتروني لقياس مقاومة الإرتكاز عن طريق مقياس إنفعال Strain-gage bridge . ولقياس مقاومة الإحتكاك q_f ومقاومة المخروط q_c (مقاومة الإرتكاز) فإن



(a) Dutch cone modified to measure both point resistance q_c and skin friction



(b) Electric strain gage penetrometer (De Ruiter, 1971)

Dutch cones.

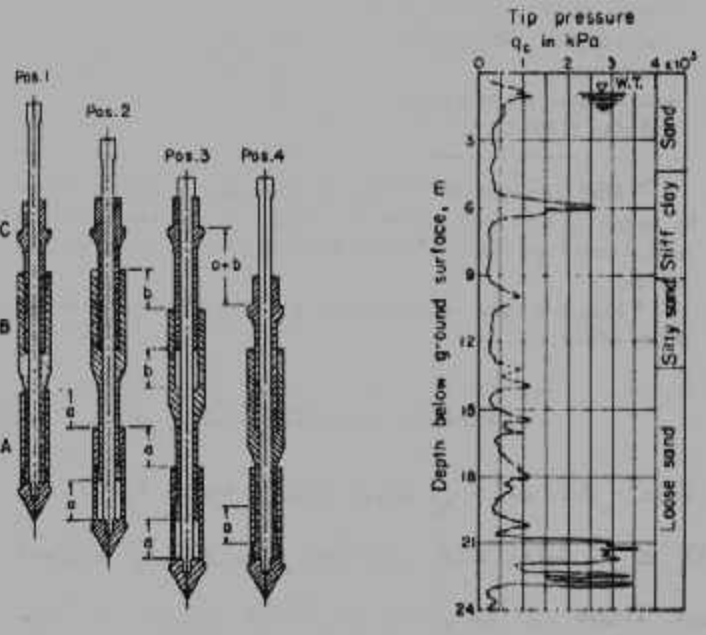
شكل (١٤) مقياس الاختراق الاستاتيكي

القوة اللازمة لدفع المخروط تقاس أولاً ثم بإستمرار دفع المخروط والماسورة تزداد المقاومة والفرق بين القوة اللازمة لاختراق المخروط والماسورة واللازمة لإختراق المخروط فقط .

والمعلومات الناتجة عن الإختبار تكون في صورة مقاومة المخروط q_c ونسبة الإحتكاك F_R حيث :

$$F_R = \frac{\text{friction resistance}}{\text{Cone resistance}} = \frac{q_t - q_c}{q_c} = q_f/q_c \qquad (9)$$

ويعطي شكل (١٥) مراحل إختراق المخروط وكذلك نتائج في صورة ضغط الإرتكاز مع العمق . وهذه النتائج مسجلة إليكترونياً . وهذه النتائج



(a) Positions of the sounding apparatus during a pressure record

(b) Typical output (usually electronically made)

Sequence of operations in Dutch-cone test and typical plot as obtained using electrical recording equipment.

شكل (١٥) نتائج إختبار المخروط الاستاتيكي

يمكن إستخدامها في تقدير قدرة تحمل التربة Bearing Capacity وتقدير الهبوط Settlements للقواعد . وأيضاً من تلك النتائج يكون تقدير حمل الخازوق الإستاتيكي Static Pile Capacity ممكناً . ويعطي جدول (٧) علاقة q_c وقيماً تقديرية لكل من E_s ، N (عدد الدقات في إختبار الإختراق القياسي SPT) .

جدول (٧) علاقة q_c ، E_s ، N

Approximate relationships between cone point resistance q_c (kPa) and SPT value of N and static stress-strain modulus E_s (kPa)

Soil type	q_c/N*	E_s, kPa
Silts, fine sands, slightly cohesive soils	150–300	$1.5–2q_c$
Fine to medium sands, slightly silty fine to medium sands	300–450	$2–4q_c$
Coarse sands	450–700	$1.5–3q_c$
Sandy gravel, gravelly sands	700–2000†	
Stiff clay, sandy clay		$5–7q_c$

* After Trofimenkov (1974) and others and usually converted by author to kPa from kg/cm^2 or other units. Values should be verified on a local basis rather than making arbitrary use of, say, the midvalue.

† May give much too large N in gravel; so 1500 to 2000 may be best estimate.

الإستكشاف السيزمي Seismic Exploration

الطرق السيزمية سريعة ويعتمد عليها في تحديد شكل الطبقة الصخرية التحتية أو الطبقات الكثيفة أسفل الطبقات الهشة العُليا . والطريقة تتلخص في إرسال موجات إهتزازية في التربة وإستقبالها على مسافة مُحددة مسبّقاً بواسطة جيوفون Geophone والموجات الإهتزازية تنتج إما عن تفجير شحنة صغيرة أو إسقاط مطرقة على لوح معدني مثبت على سطح الأرض . وتقاس سرعة سريان الموجات بقسمة المسافة بين مصدر الموجة والمستقبل على الزمن المقاس بين إصدار الموجة وإستقبالها . وبتحريك مصدر الموجات بعيداً عن

المستقبل فإن بعض الموجات تسري في الطبقات العليا وتخترق الطبقات السفلية وتعود إلى العليا ثم إلى المستقبل مما يسمح بقياس سرعة سريانها في الطبقات السفلية .

ويقاس عمق السطح العلوي لطبقة صخرية أسفل طبقة أقل تماسكاً كالآتي :

١ ـ يُحرك مصدر الموجات على خط مستقيم على فترات ويرسل في كل موقع موجة ويتم رصد الوقت اللازم لوصولها إلى المستقبل .

٢ ـ ترسم النتائج بين المسافة والزمن . وفي حال تواجد المصدر على بُعد كاف فإن العلاقة بين المسافة والزمن سوف يحدث بها كسر مما يشير إلى أن بعض الموجات قد مرّت خلال طبقات التربة التحتية الكثيفة .

ويعبر ميل الجزء الأول من المنحنى السرعة في الطبقة العليا ويعبر ميل الجزء ما بعد الإنكسار في المنحنى بالسرعة في الطبقة السفلية . ويفضل أخذ متوسط عدد من المنحنيات بدلاً من منحنى واحد .

٣ ـ EC (شكل ١٦) حتى الإنكسار وبإستخدام السرعات المحسوبة للموجات يمكن حساب قيمة العمق H_1 للطبقة الكثيفة كالآتي :

$$H_1 = \frac{\overline{EC}}{2}\sqrt{\frac{V2 - V1}{V\ 2 + V1}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (10)$$

والمسافة EC هي المسافة من الجيوفون إلى مصدر الموجة بحيث الزمن اللازم للصوت للسفر خلال طبقتي التربة سالكاً الطريق MON يكون هو نفس الزمن اللازم للصوت للسفر خلال الطبقة العليا بالطريق MN .ويعطي جدول (٨) السرعات للمموجات في الطبقات السطحية .

شكل (١٦) يبين ثلاث طبقات وقد أعطي شيبارد وهاينز

(١٩٤٤) المعادلات البسيطة التالية لحساب H_1 ، H_2 .

$$H_1 = \frac{\overline{OA}\ (V_1)}{2\ \text{Cos}\ \propto}$$

$$H_2 = \frac{\overline{AB}\ (V_2)}{2 \cos \beta} \qquad \text{..... (11)}$$

Table 8 Range of velocities of seismic waves in soil near the surface or at shallow depths*

Material	Velocity, m/sec
Sand	200–2000
Loess	300– 600
Alluvium	500–2000
Loam	800–1800
Clay	1000–2800
Marl	1800–3800
Sandstone	1400–4300
Limestone	1700–6400
Slate and shale	2300–4600
Granite	4000–5700
Quartzite	6100

* After Leet (1950).

وقيم زوايا الإنكسار $\propto$ ، β تحسب من :

$$\sin \propto = V_1/V_2$$

$$\sin \beta = V_2/V_3$$

وعندما تكون $V_2 < V_1$ فإن الطريقة السيزمية تكون غير مفيدة .وكذلك عندما يكون التغير من طبقة إلى أخرى متدرجاً أو أن يكون السطح الفاصل بين الطبقتين غير منتظم فإن إستخدام الطريقة السيزمية يفشل في إعطاء نتائج يعتمد عليها .

مثال ٢ :

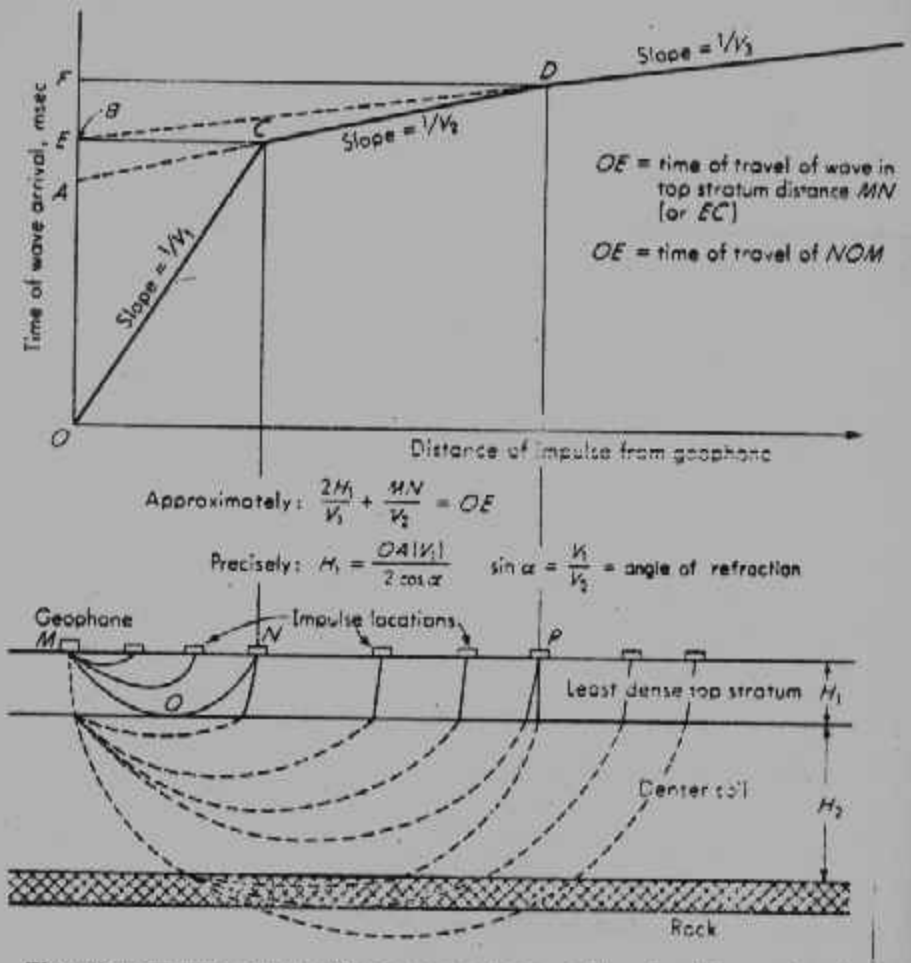
بالرجوع إلى شكل (١٦) فإن المعلومات التالية تكون معلومة :

$V_1 = 2000$ fps, $V_2 = 14000$ fps

$\overline{MN}\ (\overline{EC}) = 300$ ft

والمطلوب حساب قيم :

OE, OA and H_1



Time-distance graph plotted with respect to the physical location of strata, impulse, and sensing device.

شكل (١٦) طرق حساب عمق الطبقات سيزمياً

SOLUTION OE is readily found from the velocity equation

$$d = vt \quad \text{but} \quad t = OE$$

$$300 = 2000t \quad \text{therefore} \quad t = \tfrac{3}{20}\text{ s}$$

The time OA is found to be

$$OA = \frac{300}{14\,000} = \frac{3}{140}\text{ s}$$

Approximately, H_1 can be found by considering the following paths for the same time interval:

$$\frac{2H_1}{V_1} + \frac{\overline{MN}}{V_2} = OE$$

$$\frac{2H_1}{2000} + \frac{300}{14\,000} = \frac{3}{20} \quad H_1 = 128.5\text{ ft} \quad \text{approx.}$$

Figure E3-6

Precisely,

$$H_1 = \frac{\overline{MN}}{2}\sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} = \frac{300}{2}\sqrt{\frac{14\,000 - 2000}{14\,000 + 2000}} = 129.5\text{ ft}$$

٢ ـ الأساسات العميقة Deep Foundations

مقدمة :

عندما يصير من غير الممكن توفير أساس سطحي مناسب للمنشأ فإن اللجوء إلى الأساسات العميقة يكون ضرورياً . وينشأ هذا الوضع إما من حالة التربة وترتيب الطبقات التحتية أو من طبيعة الأحمال المنقولة إلى التربة أو من طبيعة الموقع وظروف التنفيذ . وقد يجتمع أكثر من عامل يمنع إختيار أو يجعل إستخدام الأساس السطحي غير مناسباً كطبيعة التربة وكثافة الأحمال مثلاً . وكمثال آخر لعدم إمكانية اختيار الأساس السطحي تواجد طبقات سطحية أو لأعماق محدودة ذات صفات ميكانيكية سيئة كأن تكون شديدة الإنضغاط أو ذات مقاومة قليلة للقص . وكمثال ثالث تواجد أحمال غير عادية تحتاج إلى مقاومة كبيرة وغير متوفرة عند المناسيب السطحية (مثل أحمال الأبراج والكباري الكبيرة) . أيضاً الأحمال الجانبية الكبيرة والتي تسبب عدم إتزان القواعد السطحية تحتاج إلى أساس عميق لمقاومتها . وأخيراً فإن الإنشاء في المجاري المائية (وخاصة الملاحية) أو في البحار التي تحتاج إلى مجهود كبير وتكاليف كبيرة لتجهيز الموقع لا تلائمها الأساسات السطحية .

وتتكون قدرة تحمل الأساسات العميقة من المركبات التالية :

(أ) الإرتكاز Bearing على طبقات تحتية جيدة وذلك بعمل وحدات ممتدة خلال الطبقات السطحية الضعيفة . وتلك الوحدات إما أن تكون خوازيق Piles أو دُعامات Piers .

(ب) الإحتكاك Friction على السطح الجانبي للوحدات المدفونة في التربة وذلك عندما لا تتواجد طبقات جيدة على بعد ممكن الوصول إليه عملياً . وتكون الوحدات المستخدمة في تلك الحالة عادة خوازيق تسمى بخوازيق الإحتكاك Friction Piles .

وللحد من الهبوط المصاحب لخوازيق الإحتكاك فقد يلجأ إلى دمك Compacting الرمل السائب لكثافات عالية ويعتبر ذلك مركبة إضافية لمركبات قدرة تحمل الأساسات العميقة . واعتماداً على حالة التربة ونوع الأساس المستخدم يمكن أن تقوم أكثر من مركبة في المساهمة في قدرة تحمل وحدات الأساس العميق Load - Carrying Capacity . وعلى سبيل المثال فإن الخوازيق المدقوقة Driven Piles تستمد مقاومتها من كلا المركبتين : الإرتكاز End - Bearing والإحتكاك Skin Friction .

وهناك العديد من أنواع الأساسات العميقة . وهناك شركات متخصصة ذات براءات اختراع وحقوق تجارية لا مجال هنا لذكرها . وعلى أية حال فإنه بالنسبة للتحليل الذي نحن بصدده فإن الأنواع المختلفة يمكن تصنيفها عموماً إلى قطاعين :

١ ـ الخوازيق المدقوقة Driven Piles .

٢ ـ الدعامات والقيسونات Drilled Piers and Caissons .

الخوازيق المدقوقة متوفرة بكثرة . فمنها الخوازيق الخشبية والخرسانية المسلحة المصبوبة في الموقع Cast - in - place والسابقة الصب Pre Cast Piles وكذلك الخوازيق الصلب H - Piles والخوازيق الصلب الرقيقة المملوءة

بالخرسانة Steel Shells Filled With Concrete . والخوازيق المدقوقة هي غالباً الأرخص والأسهل تنفيذاً بين البدائل للأساسات العميقة . وتعتبر صناعة وتقنية الخوازيق المدقوقة في أقصى درجات التطور ومعدات الدق والتنفيذ جاهزة ومتنوعة بكثرة . على أن ارتفاع سطح الأرض Surface Heave بسبب تحرك التربة والإهتزازات أثناء عمليات الدق يمثل نقطة ضعف لذلك القطاع من الأساسات العميقة . كما أن غرس الخازوق بالدق لا يسمح بتفقد الطبقات التي يخترقها الخازوق أو التي يرتكز عليها .

ويمكن أيضاً تنفيذ الأساسات العميقة بملء ثقب Bored Hole ينفذ بتفريغ التربة بوسائل مختلفة تعتمد على نوع الأساس العميق المُزمع تنفيذه . وتعرف تلك الأساسات بخوازيق التفريغ Drilled Piles والدعامات Piers والقيسونات Caissons . ومن الأنواع الشائعة في ذلك النوع الخوازيق المصبوبة في الموقع Cast - in - place Piles والقيسونات المفرغة Drilled or Drilled and Belled Caissons وأخيراً الدعامات المفرغة Drilled Piers .

وإستخدام الأساسات العميقة بالتفريغ له عدة مميزات . من تلك المميزات أن التنفيذ بالتفريغ لا يحدث اهتزازات ولا يسبب ارتفاع سطح الأرض ولا يسبب ضوضاء كالتي تصاحب تنفيذ الخوازيق المدقوقة . كما أن قدرة الدعامة الواحدة تساوي قدرة عدد كبير من الخوازيق المدقوقة وعليه فليس هناك حاجة لتشييد وسادة خرسانية ضخمة لنقل حمل العامود للخوازيق . وأخيراً تفريغ التربة يعطي الفرصة للتحقق من نوعة الطبقات التي يخترقها الأساس العميق قبل تنفيذ وصب الدعامة .

ولكن مشاكل تنفيذ الحفر في الطبقات الحاملة للمياه الجوفية وعملية نزح المياه وتجهيز الأساس العميق عادة ما تعيق التنفيذ أو تجعله مُكلفاً وغير مستحب .

اختيار النوع المناسب للأساس العميق يعتبر أمراً دقيقاً ويحتاج إلى

دراسة لمختلف العوامل التي تؤثر في الإختيار مثل حالة التربة في الموقع وكذلك قيمة الأحمال التي يجب نقلها إلى التربة وأخيراً اقتصاديات المشروع . ولذلك ينصح قبل أخذ قرار بشأن نوع الأساس العميق القيام بدراسة أنواع متعددة من حيث المتطلبات التقنية Technical Considerations والتكاليف وسرعة التنفيذ . وبناء على نتيجة تلك الدراسة وبمقارنة الحلول المختلفة يمكن أخذ قرار بشأن نوع الأساس المُختار .

١ ـ الأساسات الخازوقية Pile Foundations :

الخوازيق هي أعضاء انشائية نحيفة Slinder Structural Members رأسية أو ذات ميل خفيف مع الرأسي . والمقصود بالنحافة أن القطاع العرض يكون صغيراً بالمقارنة بطول الخازوق . وتقوم الخوازيق بنقل حمل العامود أو المنشأ إلى الطبقات التحتية التي تخترقها أو ترتكز عليها تلك الخوازيق . وطريقة إدخال الخوازيق في التربة وكذلك طريقة نقل أحمال الخوازيق للطبقات والمرونة في اختيار وتنفيذ أطوال الخوازيق يجعل اختيار الخوازيق كأساس عميق مناسباً لمعظم الحالات التي تحتم اللجوء للأساس العميق . وتنقسم الخوازيق إلى خوازيق احتكاك Friction or Floating Piles وخوازيق ارتكاز End - Bearing Piles . والقسم الأول ينقل الأحمال إلى التربة بالاحتكاك الجانبي للطبقات التي يخترقها ويلجأ لذلك النوع إذا ما كانت الطبقات الضعيفة ممتدة لعمق كبير . وخوازيق الإرتكاز والممثلة للقسم الثاني تنقل الأحمال إلى الطبقات التحتية القوية بالإرتكاز عند رأس الخازوق وهي أفضل من خوازيق الإحتكاك لإرتفاع قدرتها وقلة أو تقريباً انعدام الهبوط المصاحب . وتستخدم خوازيق الإرتكاز عند تواجد طبقات جيدة على عمق مناسب من سطح الأرض . وعموماً فإن الخوازيق تقوم بنقل الأحمال إلى الطبقات التحتية جزئياً بالإحتكاك وجزئياً بالإرتكاز إلا إذا كانت تخترق طبقات لينة جداً وتنتهي بطبقات صلبة فإن مركبة الإحتكاك تتلاشى ويكون الإرتكاز هو الوسيلة الرئيسية لنقل الحمل .

وتستخدم الخوازيق للأغراض التالية :

١ ـ لحمل قوى المنشآت ونقلها إلى طبقات التربة سواء كانت الأحمال رأسية أو مائلة .

٢ ـ لمقاومة دفع المياه Uplift وقوى الإنقلاب Overturning كما هو الحال للبشة معرضة لدفع المياه الجوفية أو حائط ساند مُعرض لضغوط جانبية كبيرة أو أبراج معرضة للهزات الأرضية أو ضغوط الرياح .

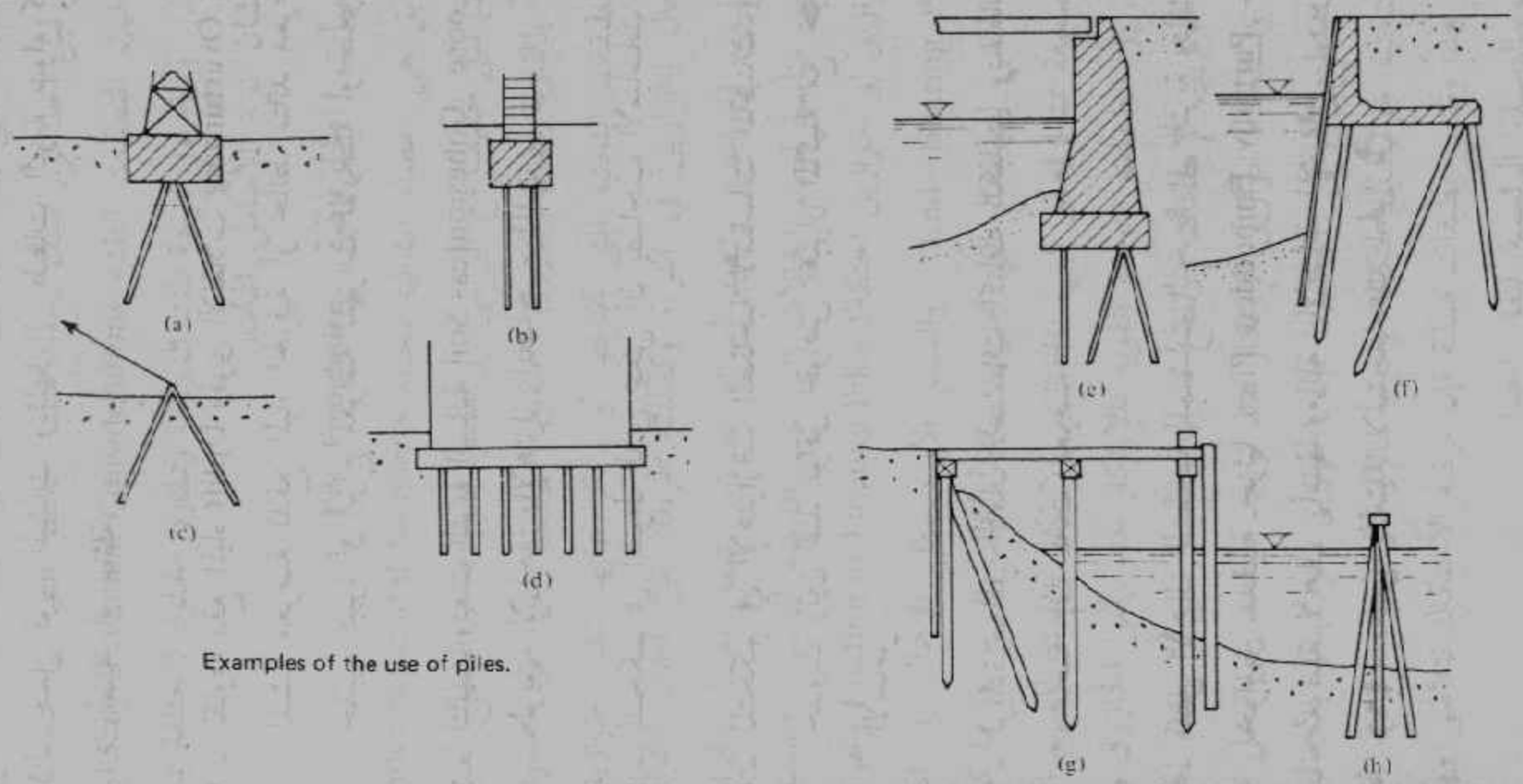
٣ ـ لتثبيت ودمك التربة السائبة Loose Cohesionless Soil وذلك عن طريق الإزاحة والإهتزاز المصاحب للدق .

٤ ـ للتحكم في الهبوط الذي يمكن أن يصاحب الأساسات السطحية .

٥ ـ للتحكم في الإهتزازات المصاحبة لأساسات الماكينات وذلك لتلافي حدوث رنين عند توافق خواص اهتزاز الماكينة مع خواص اهتزاز الأساس .

٦ ـ لزيادة معامل الأمان لأساسات أكتاف الكباري ودعامات الكباري وخاصة إذا كانت مُعرضة للنحر .

٧ ـ لنقل الأحمال السطحية للمنشآت البحرية إلى التربة وذلك باستخدام خوازيق مدفونة جزئياً Partially Embedded Piles حيث تكون معرضة لأحمال رأسية ومائلة بالإضافة للإنبعاج . ويوضح شكل (٤٦) بعض الأمثلة لاستخدامات الخوازيق .



Examples of the use of piles.

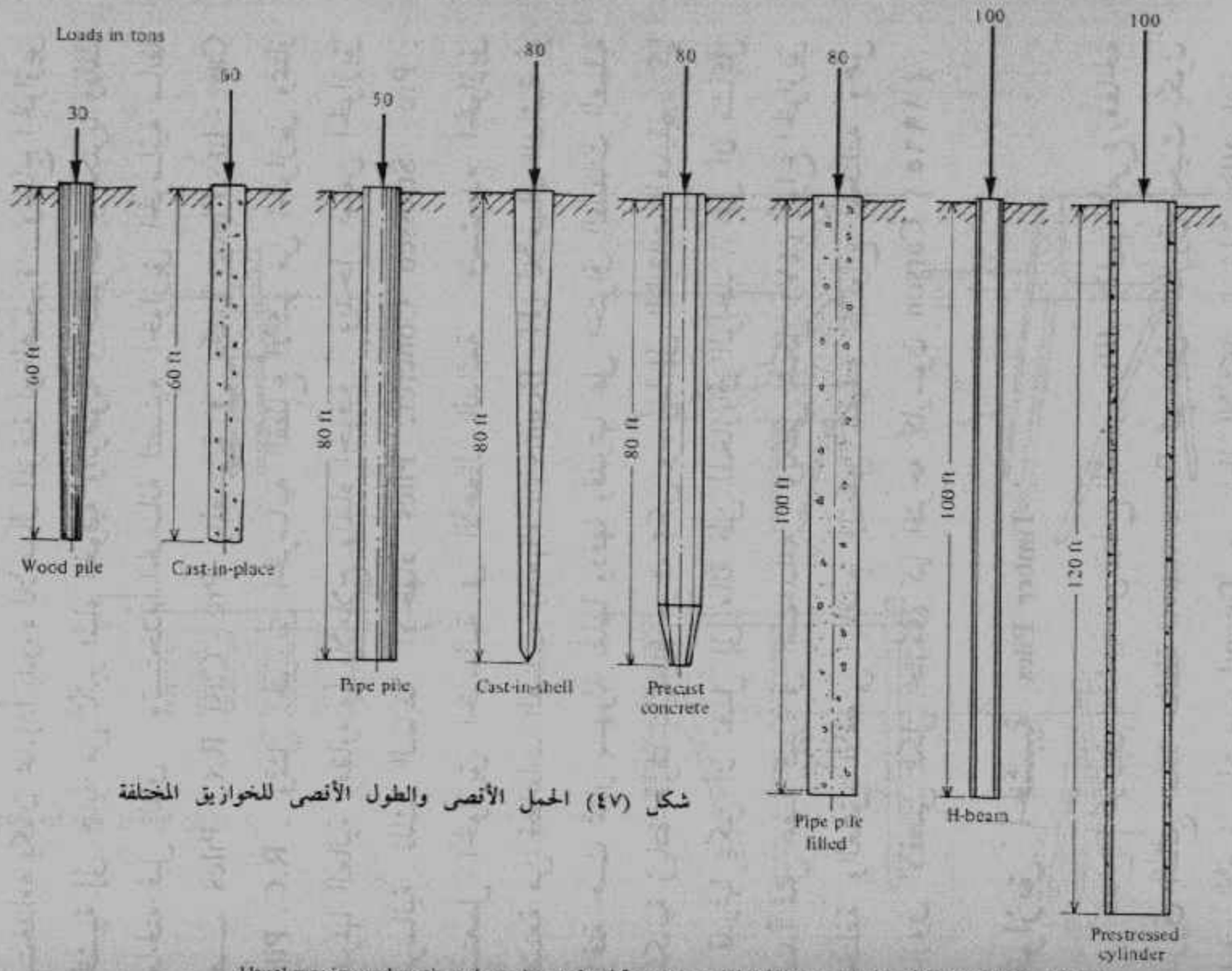
شكل (٤٦) أمثلة لاستخدامات الخوازيق

أنواع الخوازيق :

المواد التي تصنع منها الخوازيق هي الخشب أو الخرسانة أو الصلب ويستخدم الخشب لتصنيع الخوازيق المؤقتة وعندما يكون الخشب متوفراً بسعر اقتصادي كما هو الحال في الغابات المُنتجة للأخشاب حيث يكون الخشب هو مادة الإنشاء الرئيسية . ونظراً لأن الخازوق الخشبي محدود الطول والقدرة فإن استخدامه يكون محدوداً بدوره للأعمال المؤقتة أو الصغيرة . وتحتاج الخوازيق الخشبية إلى حماية من تأثير المياه الجوفية والرطوبة والحشرات والبكتريا وذلك بمعالجته قبل الدق . وتستخدم الخرسانة لتصنيع الخوازيق الخرسانية سابقة الصب Pre - Cast R.C. Piles والمصبوبة في مكانها Cast - In - Place R.C. Piles . وتمثل الخوازيق الخرسانية القطاع الأكبر من الخوازيق وتمتاز بقدرتها العالية ومقاومتها للأملاح والمياه الجوفية . ويدخل ضمن الخوازيق الخرسانية تلك السابقة الإجهاد Pre - Stressed Concrete Piles . وتستعمل الخوازيق الخرسانية في الأعمال الدائمة . وتستخدم الخوازيق المصنعة من قطاعات الصلب (H - Beams or Pipes) للأعمال الدائمة أو المؤقتة حيث تمتاز بسهولة نقلها ودقها وقدرتها على اختراق الطبقات الصلبة وإمكانية زيادة طولها باللحام حيث يمكن وصولها إلى الطبقات العميقة . كما أن قدرتها يمكن أن تصل إلى مائة طن للخازوق الواحد . على أن مشاكل الصدأ تمثل عقبة كبيرة في استخدامه . ويعطي شكل (٤٧) أنواع الخوازيق المختلفة والعمق الأقصى بالقدم الممكن تنفيذه للأنواع المختلفة وحمل الخازوق الأقصى لكل خازوق كما اقترحه كارسون Carson (١٩٦٥) .

الخوازيق الخشبية Timber Piles :

تصنع الخوازيق الخشبية من جذع الشجرة وذلك بتقليم الأفرع ومعالجة الخازوق الناتج بمادة حافظة Preservative ثم يدق الخازوق بحيث يكون الطرف الأصغر للشجرة Tipend هو نقطة الارتكاز السفلية وذلك لتيسير



شكل (٤٧) الحمل الأقصى والطول الأقصى للخوازيق المختلفة

Usual maximum length and maximum load for varicus piles (design values). (After Carson, 1965.)

اختراق الطبقات التحتية . على أنه في التربة اللينة التي تعلو طبقات صلبة يمكن دق الخازوق بحيث يكون الطرف الأكبر Butt End هو نقطة الإرتكاز السفلية اعتماداً على سريان التربة اللينة وتجمعها حول الجذع أثناء الدق بالإضافة إلى زيادة قدرة الخازوق الإرتكازية لوجود مساحة تحميل أكبر عند الطرف السفلي .

وتعطي المواصفات القياسية للبلاد المُنتجة للأخشاب الأبعاد الدنيا لطرفي الخازوق . وقد أعطت منظمة الهندسة المدنية الأمريكية ASCE المواصفات التالية :

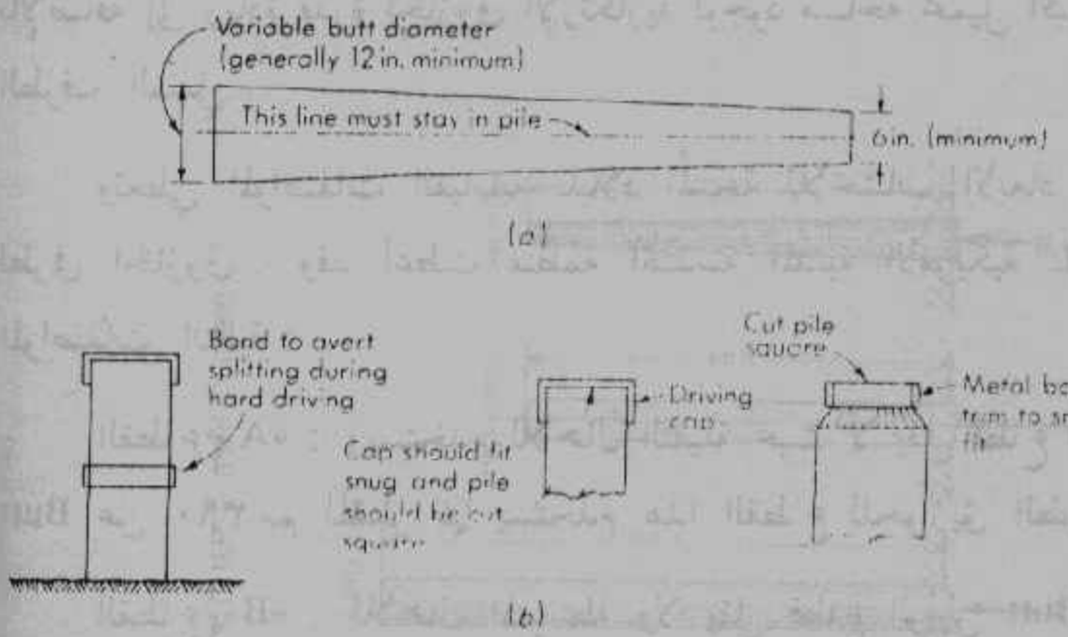
القطاع «A» : ويستخدم للأحمال الثقيلة حيث لا يقل قطاع الرأس Butt عن ٣٦٠ مم للقطر كما يستخدم هذا القطاع للخوازيق الطويلة .

القطاع «B» : للأحمال المتوسطة ولا يقل قطاع الرأس Butt عن ٣٠٠ مم للقطر .

القطاع «C» : للخوازيق المغمورة بصفة دائمة تحت الماء يترك اللحاء ويؤخذ قطاع الرأس لا يقل عن ٣٠٠ مم .

ونصت المواصفات على ألا يقل قطر الطرف السفلي Tip عن ١٥٠ مم . هذا ويعطي شكل (٤٨) قطاع خازوق خشبي وفيه يشترط أن يقع الخط الواصل بين مركز الرأس العلوية Butt ومركز الطرف السفلي Tip داخل الخازوق (لا يكون الجذع المستخدم منحنياً بدرجة خروج خط منتصف القطاعات عن الخازوق النظري (المستقيم فرضاً) . كما يعطي الشكل وسائل حماية الرأس العلوية من التفسخ والتفتت تحت تأثير الدق . كما يزود الطرف السفلي بكعب حديدي لحمايته من التفتت أثناء اختراق الطبقات المحتوية على صخور أو أحجار . وبعد انتهاء الدق يقطع الجزء العلوي المتأثر بالدق عمودي على محور الخازوق ثم يغطي هذا الطرف العلوي بسخاء بالمادة الحافظة .

ولا ينصح بوصل الخازوق الخشبي وإن كان هذا ضرورياً فإن وسائل عمل الوصلة معطاة بشكل (٤٩) حيث يمكن استخدام واحدة من الوسيلتين التاليتين :



(a) Alignment criteria for timber piles; (b) devices to protect pile during driving operations

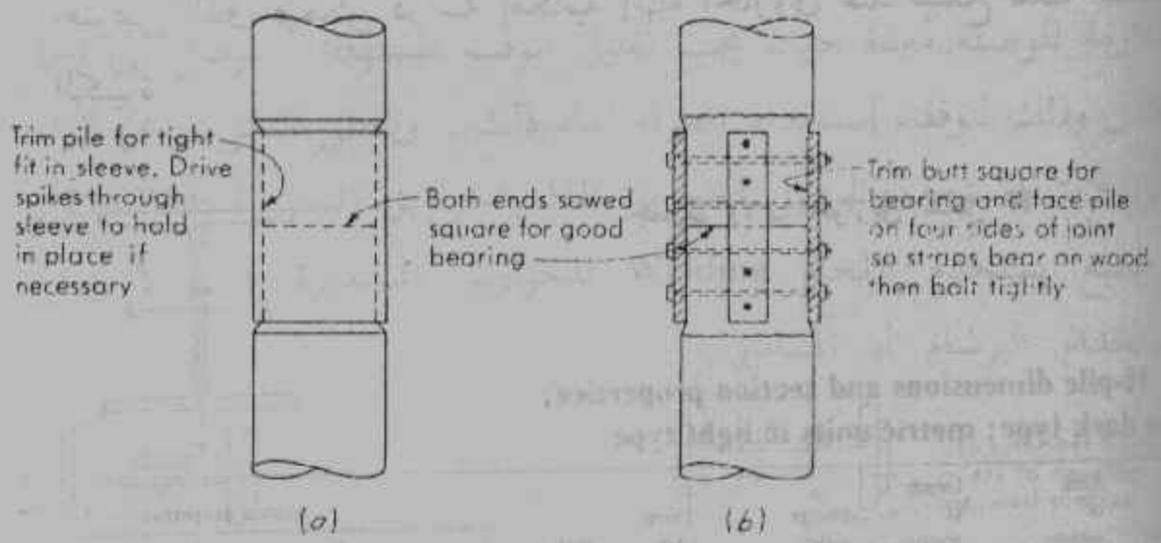
شكل (٤٨) حماية الخازوق الخشبي وشكل الخازوق

١ ـ ينقص قطاع الخازوق بحيث يساوي قطر الجزء المنتقص للقطر الداخلي للحلقة المعدنية ذات الطول المساوي ضعف قطر الخازوق ويركب الطرفان بحيث يتلامسا عن سطح الوصلة تلامساً تاماً لضمان التحميل الجيد لنقل حمل الخازوق بالتحميل فقط .

٢ ـ عمل أربع ألواح وصلة Splice Plates وربط هذه الألواح بسماير Bolts لتعطي الألواح الأربعة نفس كفائة القطاع الخشبي . ويجب عمل تجهيز مستوى على الأربعة أوجه المتقابلة لإمكان تثبيت ألواح الوصلة وكذلك قطع طرفي الوصلة بدقة لضمان تمام التلامس لنقل الحمل كاملاً بالتحميل .

ويحسب حمل الخازوق الخشبي من مقاومة القطاع الخشبي بأخذ اجهاد التشغيل المناسب لنوع الخشب وكذلك من مقاومة التربة لحركة الخازوق كما

سيرد في حساب قدرة تحمل الخوازيق في هذا الجزء .



Splices in timber piles. (*a*) Using a metal sleeve with ends carefully trimmed for fit and bearing; (*b*) using splice plates.

شكل (٤٩) وصلات الخازوق الخشبي

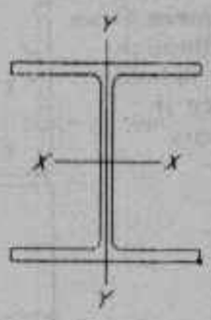
الخوازيق الصلب Steel Piles :

تصنع من قطاعات مدرفلة على شكل H أو من قطاعات حلقية (مواسير سميكة) . ويمكن استخدام الكمرات العريضة WFIB وإن كانت القطاعات H تختلف عنها في أن سُمك العصب Web Thickness مساوي لسُمك الشفة Flange Thick . ويعطي جدول (٦) قطاعات الخوازيق الصلب HP المستخدمة في الولايات المتحدة الأمريكية وكندا . والخوازيق المستديرة تصنع من لحام ألواح إما على طول الراسم أو برغياً . وقد تستخدم مفتوحة عند الطرف السفلي أو مغلقة سفلياً .

وتستطيع الخوازيق شكل H اختراق وتفتيت الصخور الصغيرة نسبياً أو ازاحتها جانبياً . أما في حالة الخوازيق المستديرة فيلزم إستخدام وسائل خاصة لتفتيت تلك العوائق مثل استخدام شحنات صغيرة لنسفها أو استخدام قطع

خاصة لتفتيت تلك ، الصخور الصغيرة . أما في حالة تواجد صخور كبيرة تعترض الدق فيمكن دراسة إمكانية إنهاء الخازوق عند سطح تلك الصخور الكبيرة .

جدول (٦) الخوازيق شكل H



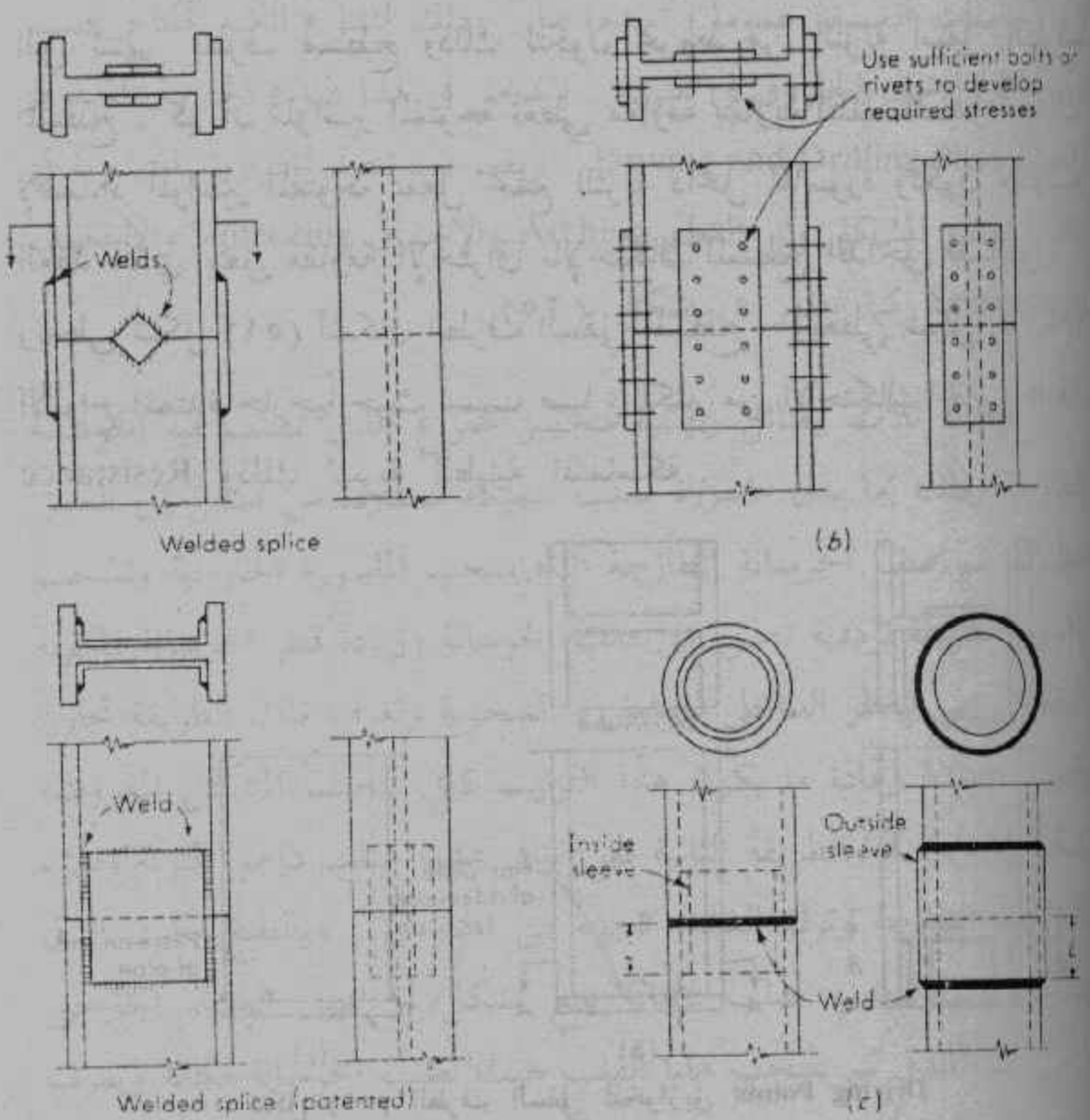
H-pile dimensions and section properties; Fps units in dark type; metric units in light type

Designation nominal size/wt in × lb/ft mm × kg/m	Area of section, in^2 $m^2 \times 10^{-3}$	Depth of section, in mm	Flange width in mm	Thickness, in mm	Web, in mm	Section properties I_x, in^4 $m^4 \times 10^{-6}$	S_x, in^3 $m^3 \times 10^{-3}$	I_y, in^4 $m^4 \times 10^{-6}$	S_y, in^3 $m^3 \times 10^{-3}$
HP 14 × 117	34.4	14.21	14.89	0.805	0.805	1220	172	443	59.5
HP360 × 174	22.2	360.9	378.1	20.45	20.45	507.8	2.817	184.4	0.975
HP 14 × 102	30.0	14.01	14.78	0.705	0.705	1050	150	380	51.4
HP360 × 152	19.4	355.9	375.5	17.91	17.91	437.0	2.458	158.2	0.842
HP 14 × 89	26.1	13.83	14.70	0.615	0.615	904	131	326	44.3
HP360 × 132	16.9	351.3	373.3	15.62	15.62	373.3	2.147	135.7	0.726
HP 14 × 73	21.4	13.61	14.59	0.505	0.505	729	107	261	35.8
HP360 × 109	13.9	345.7	371.0	12.83	12.83	303.4	1.753	108.6	0.587
*HP 12 × 117	34.3	12.77	12.87	0.930	0.930	946	148	331	51.4
HP310 × 174	22.2	324.6	326.9	23.62	23.62	393.7	2.425	137.8	0.842
*HP 12 × 102	30.0	12.55	12.62	0.820	0.820	812	129	275	43.6
HP310 × 152	19.4	319.7	320.5	20.82	20.82	338.0	2.113	114.5	0.714
*HP 12 × 89	26.2	12.35	12.33	0.720	0.720	693	112	226	36.7
HP310 × 132	16.9	313.7	313.1	18.29	18.29	288.4	1.835	94.1	0.601
HP 12 × 74	21.8	12.13	12.22	0.610	0.605	569	93.8	186	30.4
HP310 × 110	14.1	308.1	310.3	15.49	15.37	236.8	1.537	77.4	0.498
HP 12 × 63	18.4	11.94	12.125	0.515	0.515	472	79.1	153	25.3
HP310 × 94	11.9	303.3	308.0	13.08	13.08	196.5	1.296	63.7	0.415
HP 12 × 53	15.5	11.78	12.05	0.435	0.435	393	66.8	127	21.1
HP310 × 79	10.0	299.2	306.0	11.05	11.05	163.4	1.095	52.9	0.346
HP 10 × 57	16.8	9.99	10.22	0.565	0.565	294	58.8	101	19.7
HP250 × 85	10.8	253.7	259.7	14.35	14.35	122.4	0.964	42.0	0.323
HP 10 × 42	12.4	9.70	10.03	0.420	0.415	210	43.4	71.7	14.2
HP250 × 63	8.0	246.4	256.0	10.67	10.54	87.4	0.711	29.8	0.233
HP 8 × 36	10.5	8.02	8.16	0.445	0.445	119	29.8	40.3	9.88
HP200 × 54	6.84	203.7	207.3	11.30	11.30	49.5	0.488	16.8	0.162

* From Algoma Steel Co. (Canadian); all others available in both United States and Canada.

وتوصل الخوازيق الصلب بنفس طريقة وصل الأعمدة الحديدية . ويكون ذلك عادة بواسطة اللحام وإن كان وصل الخازوق بالبرشام Riveting أو بالمسامير Bolting ممكن . وتعتمد إجهادات الوصلة على المواصفات

المستخدمة وعلى موقع الوصلة . وعلى أية حال فإن الوصلة يجب أن تكون بنفس قدرة الخازوق الموصول . ويجب ملاحظة أن تكون جميع المعدات اللازمة للوصلة مُعدة حيث يجب تقليل الوقت المستهلك بالوصل إلى الحد الأدنى وذلك لتوقف إستخدام المطرقة أثناء ذلك . ويعطي شكل (٥٠) أنواع الوصلات المستخدمة لوصل الخوازيق HP والخوازيق المستديرة Pip Piles . وبالطبع يستخدم اللحام Welding للخوازيق المستديرة حيث لا يمكن استخدام البرشام أو المسامير .

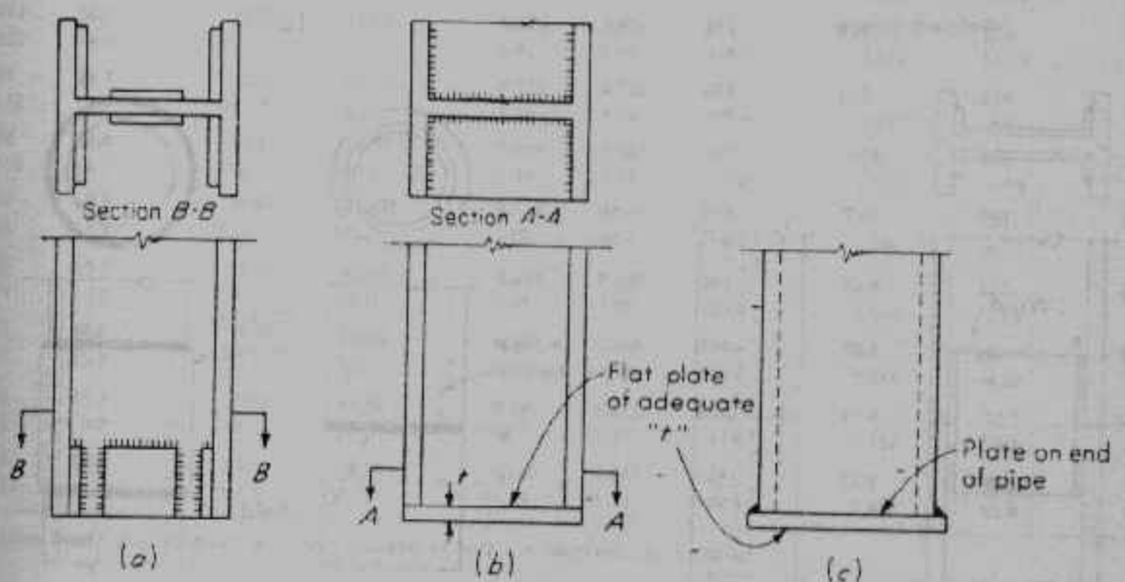


Splices for H and pipe piles. (*a*) Welded pile splices; (*b*) bolted or riveted splices in pipe piles. Make *L* adequate for stability.

شكل (٥٠) الوصلات للخوازيق الصلب

وفي حالة امتداد الخوازيق لمسافة تزيد عن ١٥٠ مم داخل الوسادة Pile Cap فإن الحمل المنقول إلى الخازوق يكون كاملاً . على أنه إذا قل ذلك الإمتداد عن ١٥٠ مم أو إذا أريد زيادة الأمان في ضمان توزيع الأحمال من العامود إلى الوسادة إلى الخوازيق فيجب استخدام ألواح تُلحم في أعلى الخازوق حيث تساعد تلك الألواح في عمل الوسادة والخوازيق كوحدة متماسكة .

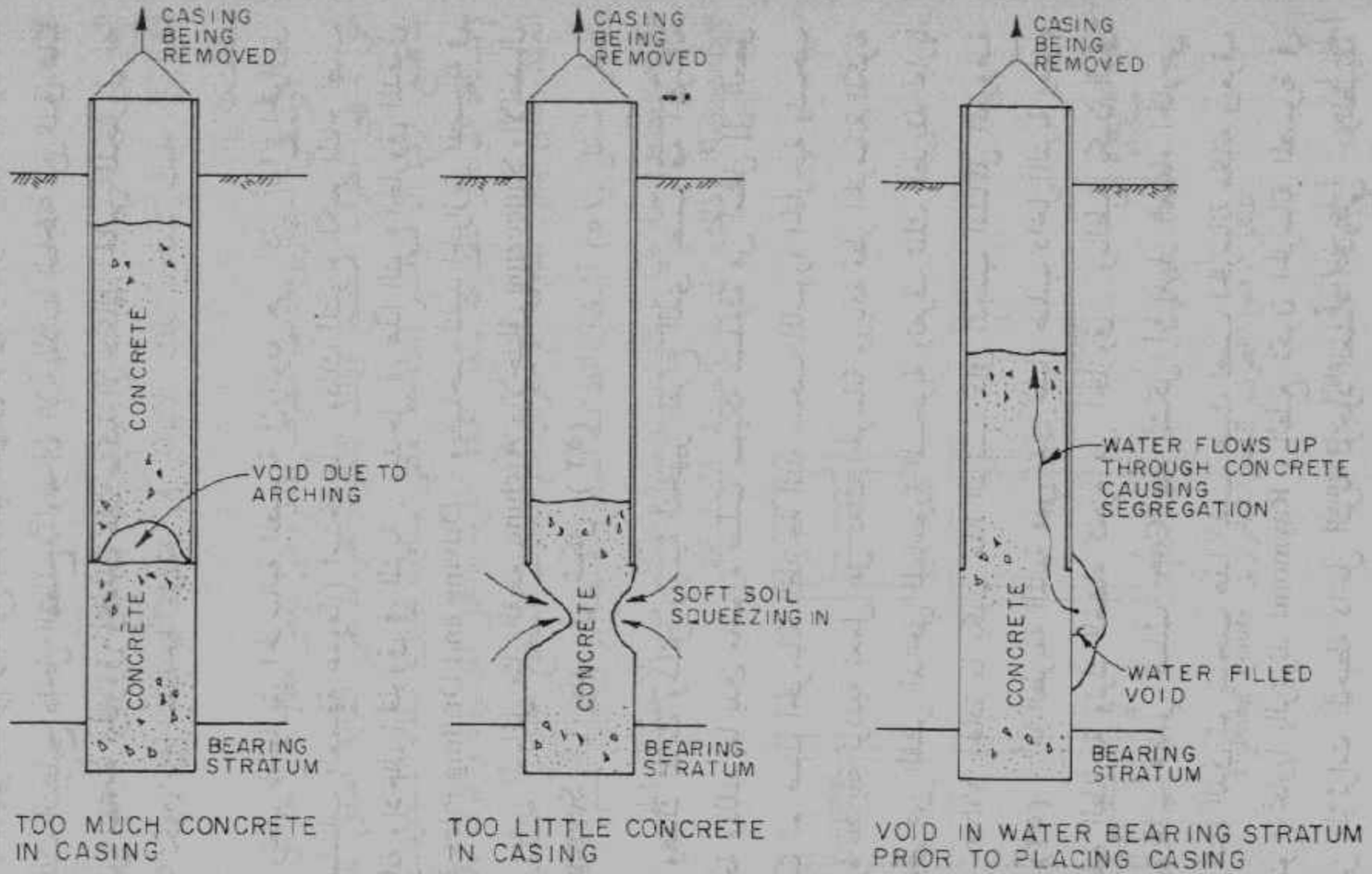
وتعطي الخوازيق ذات الطرف المخروطي نفس مقاومة الإختراق لتلك التي تنتهي بطرف مُسطح وذلك لتكون مخروط من التربة أسفل الطرف المسطح . كما أن المواسير المفتوحة تعطي مقاومة مقاربة لتلك المسدودة وذلك لإنسداد المواسير المفتوحة بفعل تجمع التربة داخل الماسورة وتكون ما يشبه العقد الذي ينقل مقاومة الإختراق بالإحتكاك للسطح الداخلي للماسورة . ويعطي شكل (٥١) أشكال الطرف السفلي المسطح . ويعطي شكل (51 - c) الألواح الممتدة خارجياً حيث تسبب ضياع الكثير من الإحتكاك الجانبي Skin Resistance وذلك للتربة الطينية المتماسكة .



شكل (٥١) الطرف السفلي للخوازيق **Driving Points**

الخوازيق الخرسانية **Concrete Piles** :

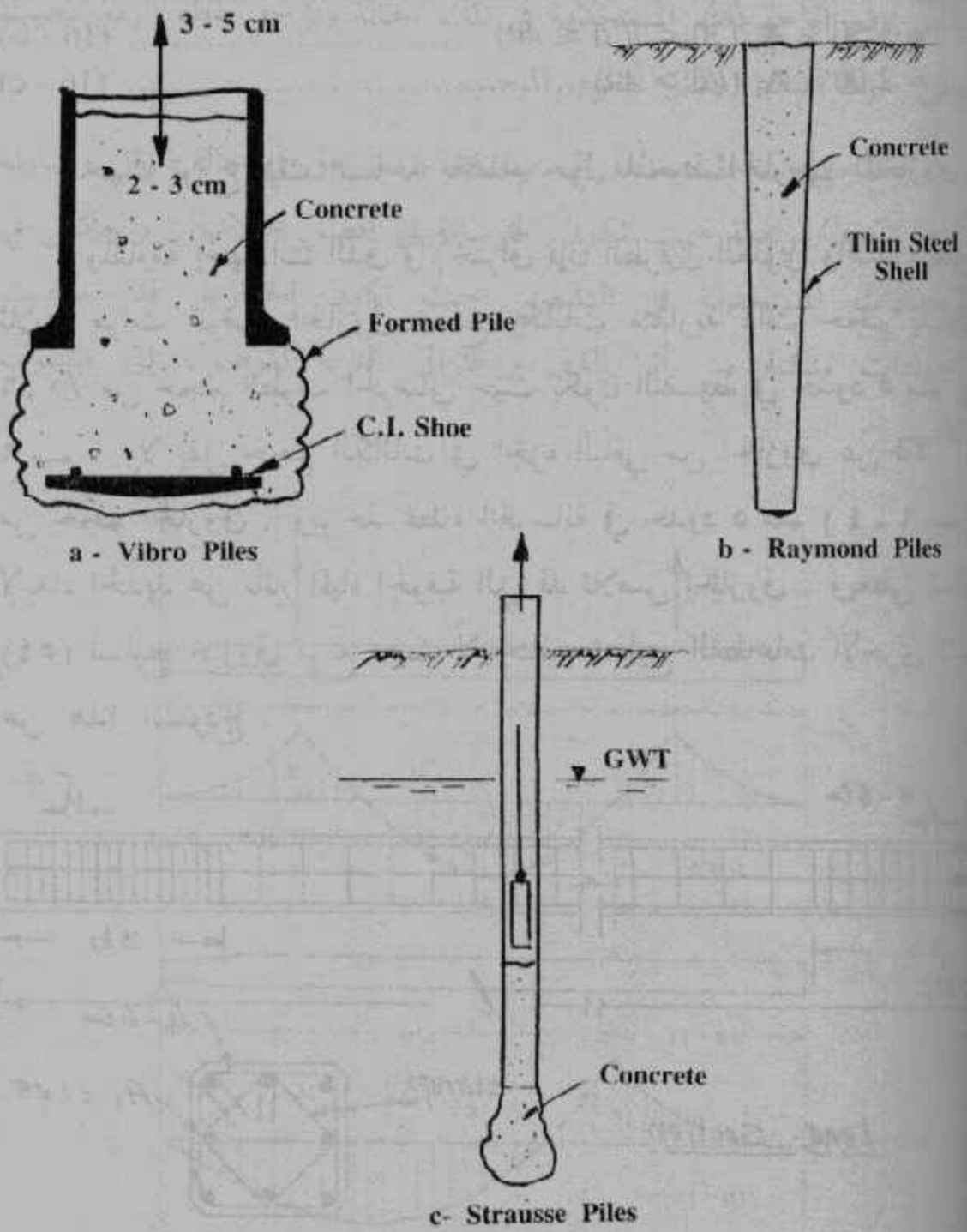
تنقسم الخوازيق الخرسانية إلى خوازيق سابقة التجهيز Pre Cast



Potential problems leading to inadequate shaft concrete due to removal of temporary casing.

شكل (٥٢) المشاكل المصاحبة لتنفيذ الخوازيق المصبوبة في الموقع

تغوص بدون الدق ثم صب الخرسانة في الفراغ المتواجد داخل الماسورة ودمك الخرسانة المصبوبة أثناء سحب المواسير الخارجية . ويجب مراعاة تجنب المشاكل المعروضة بشكل (٥٢) وذلك للحصول على خازوق ذا مقاومة موثوق بها . ومن هذه الخوازيق المنفذة بالتفريغ خوازيق الستراوس Strausse والبنيتو Beneto . ويعطي شكل (٥٣) الأنواع الثلاث الرئيسية المقدمة عالية .



شكل (٥٣) تنفيذ الخوازيق الخرسانية المصبوبة في الموقع

وتسلح الخوازيق الخرسانية سابقة التجهيز طولياً لمقاومة إجهادات الرفع والنقل والمناولة وكذلك الإجهادات المنقولة إليها من المنشأ . وعادة ما تؤخذ نسبة التسليح الطولي كدالة من نسبة النحافة Slenderness Ratio (l/ d) حيث l تمثل طول الخازوق و d تمثل طول ضلع (القطر المتوسط) الخازوق . حيث تعطي قيمة A_{smin} كالتالي :

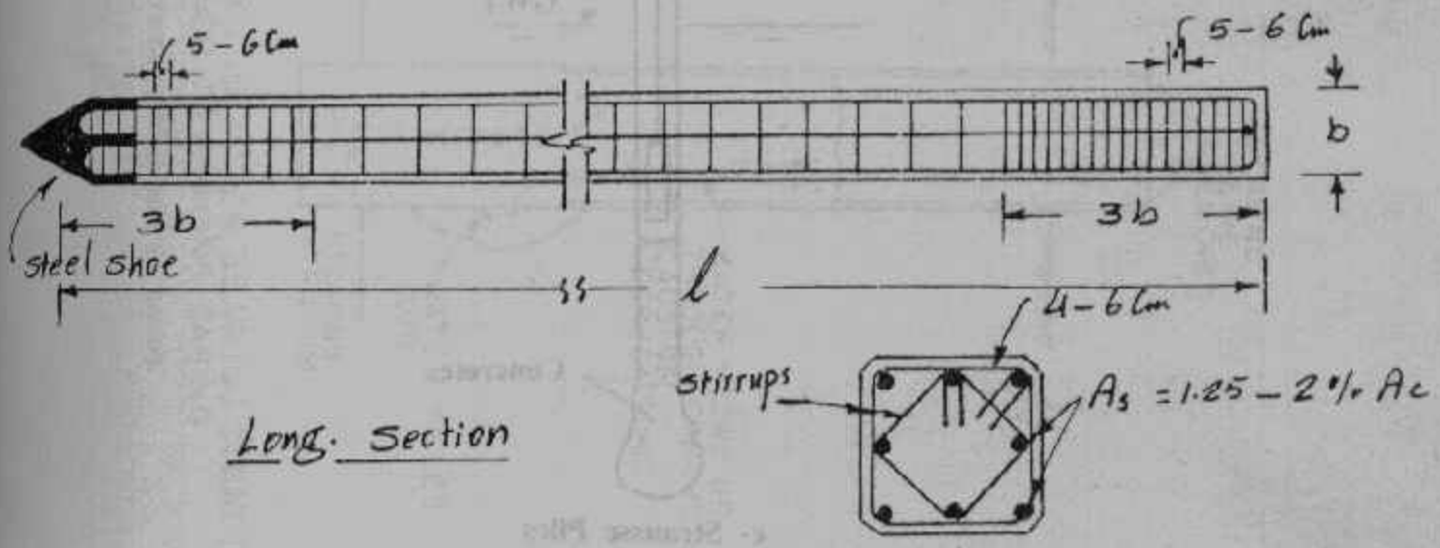
$A_{smin} = 1.25\% \; A_c \; (l/d \leq 30)$ ..... (16 - a)

$= 1.50\% \; A_c \; (30 < l/d \leq 40)$ ..... (16 - b)

$= 2.00\% \; A_c \; (l/d > 40)$ ..... (16 - c)

حيث توزع تلك المساحة بانتظام حول المحيط الخارجي للخازوق .

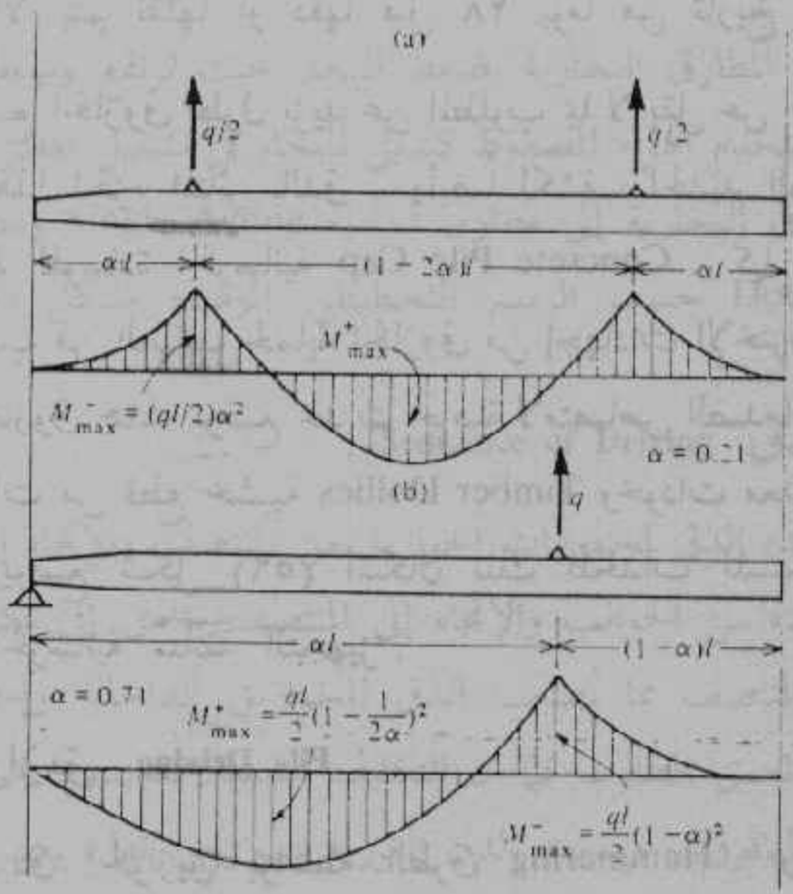
ولمقاومة إجهادات الدق والإختراق فإن الطرفين العلوي والسفلي بطول ثلاث مرات عرض الخازوق تسلح بكانات متقاربة ذات حجم يساوي ٠,٦ ٪ من حجم الطرف الخرساني حيث يكون التقسيط في حدود ٥ سم إلى ٦ سم . ولا يقل حجم الكانات في الجزء الباقي من الخازوق عن ٠,٢٥ ٪ من حجم الخازوق . ويؤخذ غطاء الخرسانة في حدود ٥ سم (٤ - ٦ سم) لإبعاد الحديد عن تأثير المياه الجوفية التي قد تلامس الخازوق . ويعطي شكل (٥٤) تسليح خازوق مربع حيث لا يختلف تسليح القطاعات الأخرى كثيراً عن هذا النموذج .



شكل (٥٤) تسليح الخوازيق سابقة التجهيز

ويصمم الحديد الطولي لمقاومة إجهادات المناولة والنقل والرفع بحيث لا يقل عن النسب المعطاة بمعادلة (١٦) . ويعطي شكل (٥٥) الحالات المختلفة الواجب دراستها حيث يعطي شكل (a) حالة النقل وهي حالة تحميل من نقطتين تختاران بحيث تعطي عزوم إنحناء موجبة وسالبة متساوية . بينما تعطي حالة الرفع والمناولة بشكل (b) وهي حالة مؤقتة جداً وعليه فيمكن رفع الإجهادات المستخدمة في تلك الحالة وتؤخذ نقطة الرفع بحيث تعطي عزماً سالباً مساوٍ للعزم الموجب .

والإجهادات المستخدمة لحساب قطاع الخازوق في حالة النقل والمناولة والرفع تكون مرتفعة حيث تكون الخرسانة في أفضل حالاتها . والعكس في الإجهادات المستخدمة في التشغيل حيث تكون الخوازيق قد تعرضت لإجهادات متبقية من أثر الدق وإختراق التربة للوصول إلى منسوب التأسيس .



شكل (٥٥) إجهادات الرفع والنقل والمناولة

وتختار إجهادات التصميم للحالات السابقة بما يتناسب مع المقاومة الفعلية للخرسانة المكونة للخازوق وكذلك للمعالجة التي أجريت على الخوازيق أثناء تصلبها في الشدّة . بينما تخفض الإجهادات المستخدمة لحساب حمل الخازوق بسبب إجهادات الدق والإختراق في جسم الخازوق .

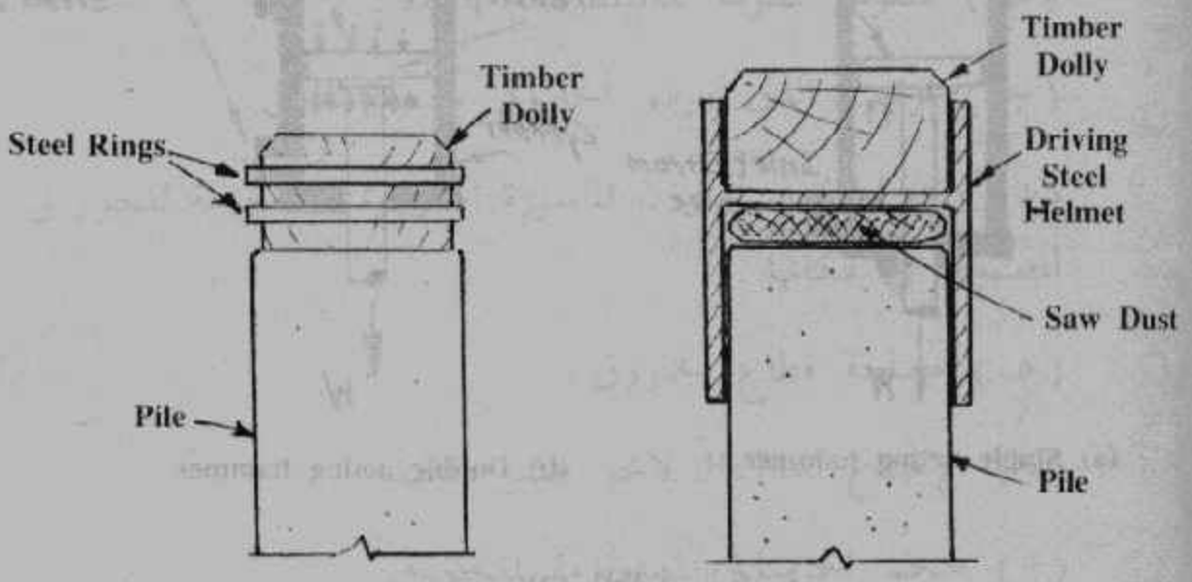
ويشكل الخازوق السابق التجهيز دائرياً أو مربع أو مسدس أو مثمن . وخرسانة الخازوق يجب أن تكون كثيفة من ركام يتبع منحنى فولر Fuller's Curve . نسبة الاسمنت المستخدم يجب ألا تقل عن ٣٥٠ كجم / م^{٣} من الخرسانة الجاهزة . والاسمنت المستخدم بورتلاندي عادي أو سريع . ويجب مراعاة نسبة المياه للاسمنت لتعطي تشغيل جيد ومقاومة قصوى . الشدّات Forms يجب أن تكون صلبة لا تتعرض للإنحناء بفعل وزن الخرسانة الطازجة وأن تكون جوانبها الداخلية مُشحمة لإمكان فك الجوانب بسهولة وأن يستخدم هزاز لدمك الخرسانة . وتعالج الخرسانة لمدة لا تقل عن سبعة أيام على ألا يتم نقلها أو دقها قبل ٢٨ يوماً من تاريخ الصب .

ويصنع الخازوق بطول يزيد عن المطلوب بما لا يقل عن ٥٠ سم حيث يتم إزالة هذا الجزء المتأثر بالدق . وأيضاً لكشف الحديد العلوي ليكون طرف رباط للوسادة الخرسانية Concrete Pile Cap . كما يزود الطرف السفلي بكعب من الصلب لحماية الخازوق من إجهادات الإختراق . ويراعي عند دق الخازوق حمايته بوضع مخدات خاصة لامتصاص الصدمات . وتتكون تلك المخدات من قطع خشبية Timber Dollies وخوذات معدنية Driving Caps . ويوضع شكل (٥٦) أشكال تلك المخدات المستخدمة لحماية الخوازيق الخرسانية سابقة التجهيز .

دق الخوازيق Pile Driving :

يتم دق الخوازيق بواسطة الطرق Hammering . ويوجد نوعان رئيسان للمطارق ، النوع الأول هو المطرقة الساقطة Drop Hammer والنوع

الثاني المطرقة البخارية Steam Hammer . والمطرقة الساقطة هي كتلة ثقيلة من الحديد الزهر ترفع مسافة معينة ثم تترك لتهبط تحت تأثير وزنها . وتعتبر المطارق ذات الوزن الثقيل والسقوط القليل هي الأكثر استخداماً.

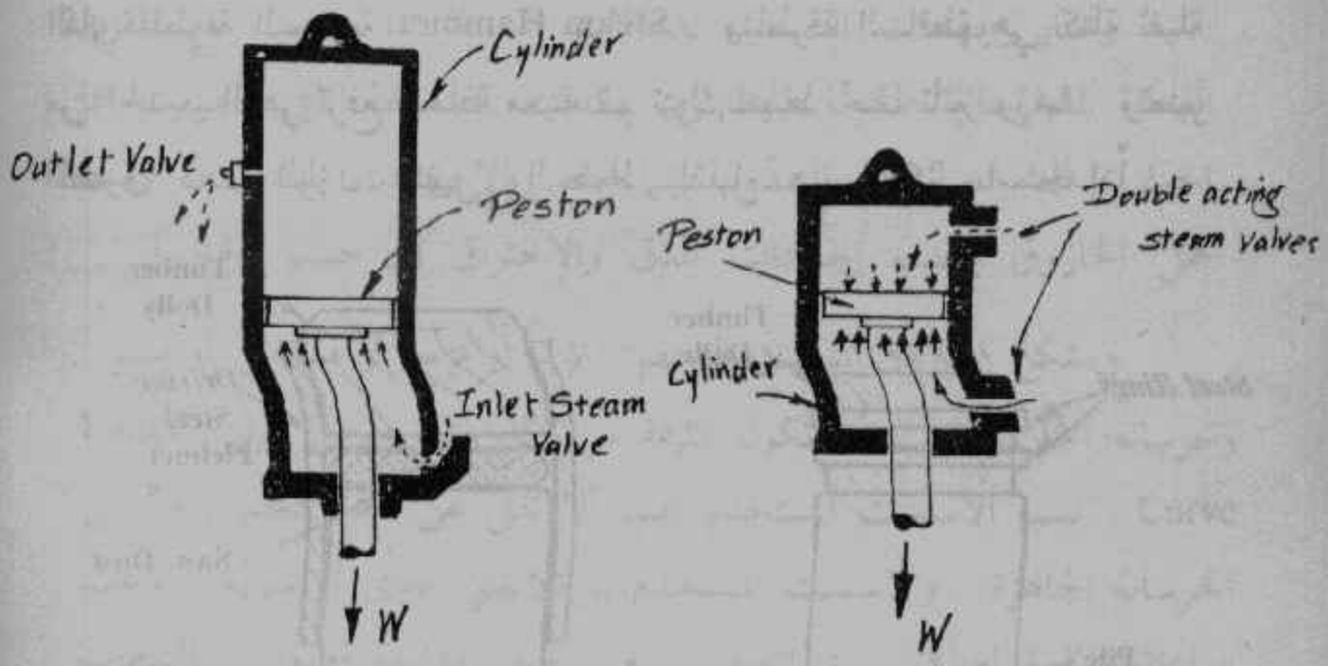


شكل (٥٦) حماية الخوازيق الخرسانية أثناء الدق

تعمل المطارق البخارية بضغط البخار حيث ترتفع وتهبط بفعل قوة البخار . ويستخدم الهواء المضغوط كبديل للبخار في تشغيل بعض المطارق . وتقسم المطارق البخارية إلى مطارق أحادية Single Acting ومطارق ثنائية Double Acting حسب الرسم التخطيطي الموضح بشكل (٥٧) .

ترتيب الدق Sequance of Driving :

يجب بدء الدق لمجموعات الخوازيق من المنتصف والإتجاه إلى الجوانب حيث أن البدء من الجوانب والإتجاه إلى المنتصف يؤدي إلى تكثيف شديد للتربة عند المنتصف مما يُصعّب الدق للخوازيق الداخلية وإحتمال عدم وصولهم إلى العمق المطلوب كما أن التكثيف الشديد قد يسبب كسر الماسورة أو الخازوق المدقوق . ويسبب الدق الغير مرتب إلى ارتفاع بعض الخوازيق التي تم دقها بالفعل مما يستدعي إعادة دقها إلى العمق الأصلي .



(a) Single acting hammer (b) Double acting hammer

شكل (٥٧) المطارق البخارية

وفي حالة اختيار الخوازيق كأساس لمبنى مجاور لمبنى قائم بالفعل فإن الدق يجب أن يبدأ من جهة المبنى القائم ويتتابع الدق بعد ذلك بعيداً عنه وذلك تجنباً للدق العنيف بجوار المبنى القديم إذا ما كان ترتيب الدق عكس ما ذكرنا . والدق العنيف يحدث اهتزازات وتحركات للتربة تضر عادة المباني القديمة وتسبب ضوضاء أشد .

في حالة عدم وصول الطرف السفلي للخازوق المدقوق إلى نفس العمق للخوازيق الأخرى في نفس المجموعة فإن ذلك يستدعي معرفة السبب وذلك بعمل جسة بجوار الخازوق المُعلق ودراسة قطاع التربة في تلك النقطة .

ملاحظات عامة تؤخذ أثناء الدق :

تلك ملحوظات عامة للمهندس المنفذ للخوازيق المنفذة بالدق والتي يجب الإهتمام بها وأخذها أثناء عملية الدق :

١ ـ لكل خازوق مدقوق يجب تسجيل المعلومات التالية :

(أ) نوع ووزن المطرقة المستخدمة لدق الخازوق .

(ب) سقوط المطرقة Drop or Stroke .

(جـ) ترتيب الدق ورقم الخازوق بالنسبة للدق .

(د) وزن الخازوق أو وزن الماسورة الخارجية المستخدمة للخوازيق المصبوبة في مكانها .

(هـ) مساحة قطاع الخازوق .

(و) الإمتناع Refuse لآخر عشر دقات .

(ز) حجم الخرسانة المستخدمة للخازوق .

(ح) عمق نهاية الخازوق Depth of Pile Tip .

(ط) منسوب رأس الخازوق بعد انتهاء الدق .

٢ ـ مناسيب رؤوس الخوازيق يجب تسجيله ومتابعته بعد انتهاء الدق لإعادة الدق إذا ما ارتفعت بعض الخوازيق . في حالة هبوط بعض الخوازيق بفعل دق خوازيق مجاورة دل ذلك على وجود سحب واحتكاك سالب Negative Skine Friction ويجب دق خوازيق بدلاً من تلك الهابطة .

٣ ـ يجب أن تكون الخوازيق المدقوقة راسية تماماً أو ذات ميل مطابق للميل المطلوب الدق عليه . حيث أن أقل انحراف عن الميل المطلوب يسبب عزوماً قد تسبب انهيار للخازوق . وإذا أمكن ملاحظة الإنحراف أثناء الدق فإن الخازوق يجب سحبه وملء الثقب الناتج بالرمال ثم إعادة دق الخازوق بالميل المطلوب . وفي حالة عدم إكتشاف العيب أثناء الدق فإن إضافة خازوق أو أكثر إلى المجموعة

المحتوية على الخازوق المعيب قد يكون كافياً لتعويض النقص الناتج عن الخازوق المعيب .

قدرة تحمل الخازوق المفرد :

Load Carrying Capacity of a Single Pile:

يحدد الحمل الذي يستطيع الخازوق نقله بأمان إلى التربة بواسطة التحليل الإستاتيكي Static Analysis وذلك بحساب مجموع مقاومات الإحتكاك والتماسك الجانبي للخازوق Skin Friction ومقاومة الإرتكاز عند الطرف السفلي للخازوق End - Bearing Capacity وذلك لخوازيق التفريغ وتستعمل أيضاً لخوازيق الدق . غير أن معادلات الدق الديناميكي Dynamic Pile - Driving Formulas تعطي تقديراً جيداً لحمل الخازوق وذلك لخوازيق الدق . وأخيراً فإن تجارب التحميل للخوازيق Pile - Load - Tests تعطي حمل الخازوق سواء كان الخازوق مُعرض للضغط أو للشد . ويعتبر الحمل المحسوب من تجارب التحميل هو الحمل الذي يؤخذ به في التصميم ولذا فإن المواصفات عموماً تتطلب عمل هذا الإختبار للأساسات الخازوقية .

التحليل الإستاتيكي Static Analysis :

حمل الخازوق هو مجموع مقاومتي الإحتكاك والإختراق للخازوق . حيث مقاومة الإحتكاك هو تجميع لمقاومات الإحتكاك والتماسك على الأسطح الجانبية للخازوق . ومقاومة الإختراق هو مقاومة التحميل عند الطرف السفلي للخازوق مضروباً في مساحة التحميل عند الإرتكاز . بمعلومية مقاومة التربة المحيطة بالخازوق للقص وكذلك مقاومة الإرتكاز عند العمق المطلوب ومن ميكانيكا التربة يمكن حساب الحمل الأقصى الذي يمكن أن ينقله الخازوق للتربة قبل أن ينهار .

ويعبر عن الحمل الأقصى للخازوق Q_u كالآتي :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad \ldots\ldots (17)$$

Where:

Q_p = point (end - bearing) resistance, and

Q_s = shaft resistance

وتُحسب مركبة الإختراق (الإرتكاز) Q_p بطريقة مشابهة لقدرة تحمل التربة للأساسات السطحية حيث تحسب قدرة تحمل التربة (في صورة إجهادات تحمل) عند عمق الإرتكاز حيث يساهم في تلك القدرة القصوى مركبات مقاومة القص عند نقطة الإرتكاز ممثلة بالتماسك «c» وزاوية الإحتكاك الداخلي للتربة «∅» وكذلك ضغط الإحاطة الممثل في وزن التربة المؤثر حتى منسوب الإرتكاز «$\bar{p}$» .

وقد تم وضع العديد من النظريات لحساب مركبة الإرتكاز تختلف عن بعضها البعض في شكل الإنهيار Failure Patterns الذي فرض عند منطقة الإرتكاز . ويعطي شكل (٥٨) أشكال الإنهيارات التي فرضها الباحثون . وتختلف قيم Q_p اختلافاً بيناً من نظرية إلى أخرى وذلك من خلال معامل قدرة تحمل التربة العميقة N_q الخاص بمركبة الإحاطة $\bar{p}$ حيث تحسب Q_p كالآتي :

$$Q_p = A_p (cN_c + (\gamma B / 2) N_\gamma + \bar{p}N_q) \quad \ldots\ldots (18)$$

Where:

A_p = area of the tip.

c = cohesion of soil beneath the tip,

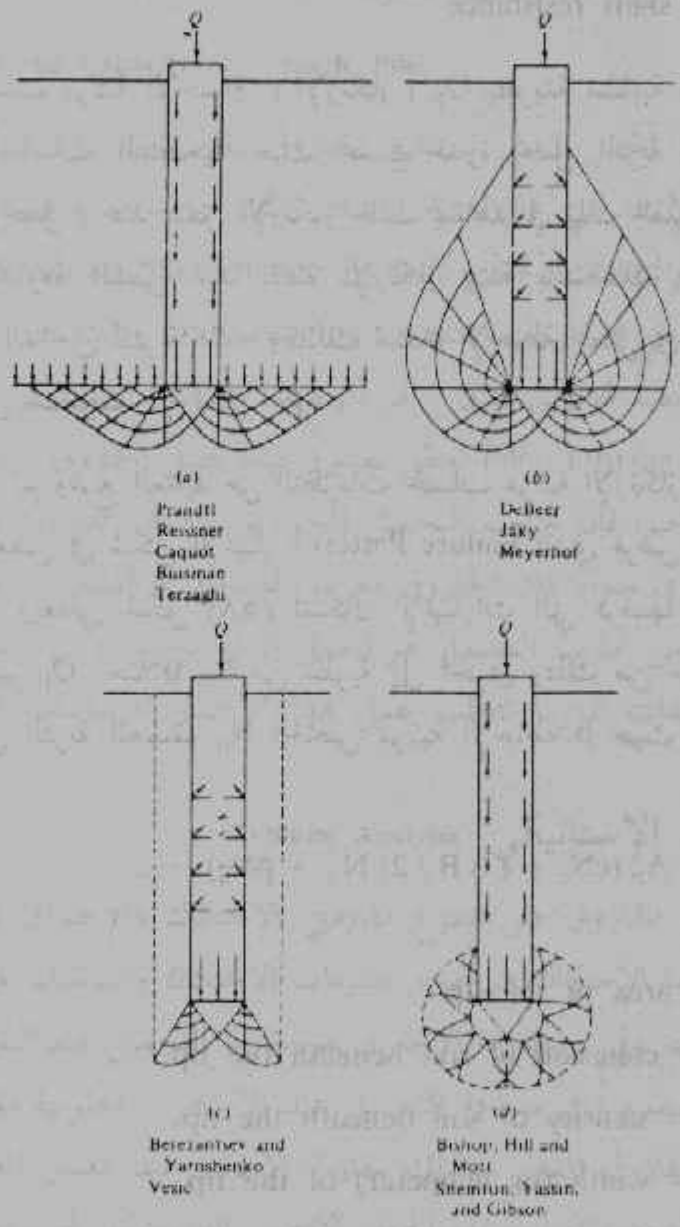
γ = density of soil beneath the tip,

B = width (or diameter) of the tip,

$\bar{p} = \Sigma \gamma Z$, effective pressure at tip level, and

N_c, N_γ, N_q = bearing capacity factors for deep foundations.

ويعطي الحد الثاني من المعادلة (١٨) تأثير عرض الأساس وكثافة التربة أسفل منسوب الإرتكاز . ويعطي هذا الحد قيمة صغيرة يمكن إهمالها بالنسبة للحدين الأول والثالث بدون تأثير كبير على قيمة O_p الناتجة وبذلك تؤول المعادلة إلى الصورة الجديدة التالية :



Assumed failure patterns under deep foundations (after Vesic, 1967).

شكل (٥٨) أشكال الإنهيار المفروضة للأساسات العميقة

$$Q_p = A_p (cN_c + \bar{p} N_q) \quad \ldots\ldots (19)$$

وللحالات الحدية (التربة الطينية الخالصة الغير متصرفة c - Soil) تؤول المعادلة إلى :

$$Q_p = A_p (c. N_c + \bar{p}) \quad \ldots\ldots (20)$$

وللتربة المفككة Ø - Soil :

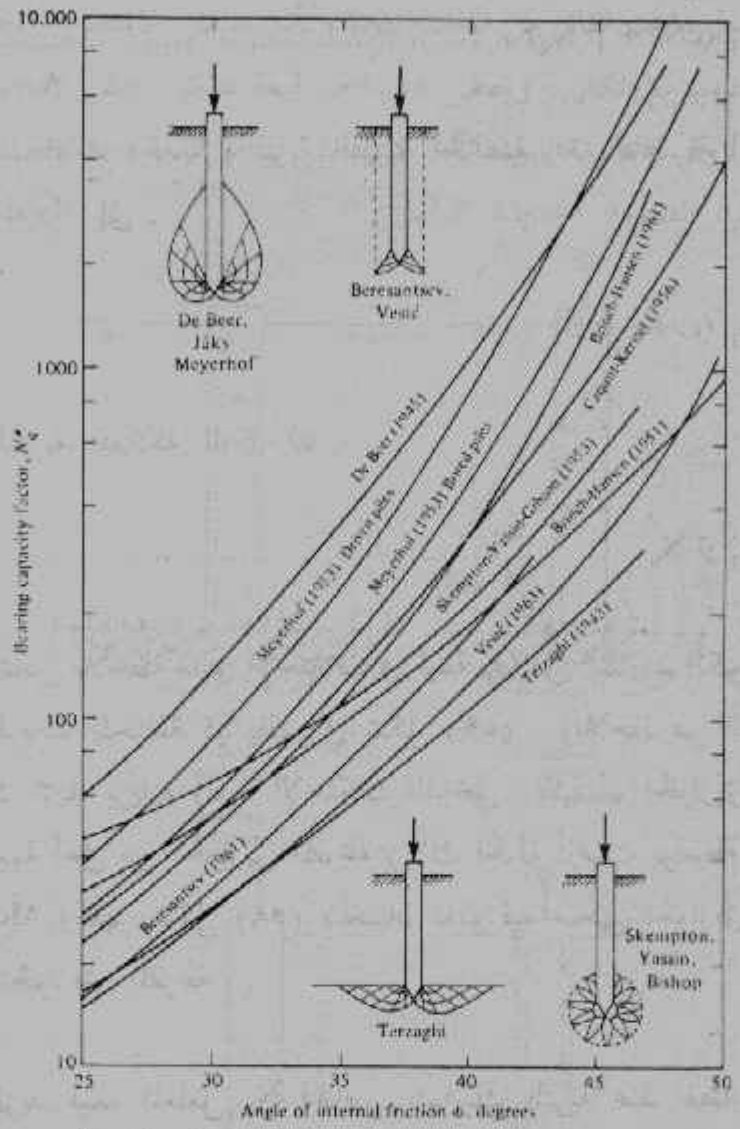
$$Q_p = A_p \bar{p} N_q \quad \ldots\ldots (21)$$

ويمكن ملاحظة مدى الإختلاف في قيمة Q_p من التفاوت الكبير في قيمة N_q للنظريات المختلفة كما يظهر في شكل (٥٩) . ويلاحظ من الشكل أن المنحنيات تزيد بزيادة زاوية الإحتكاك الداخلي ، كما أن الخوازيق المدقوقة تعطي قيمة أعلى من الخوازيق المفرغة (تلك الحالة دُرست بواسطة ميرهوف Meyerhof ويظهر شكل (٥٩) منحنيان يعلو فيه منحنى الخوازيق المدقوقة منحنى الخوازيق المفرغة) .

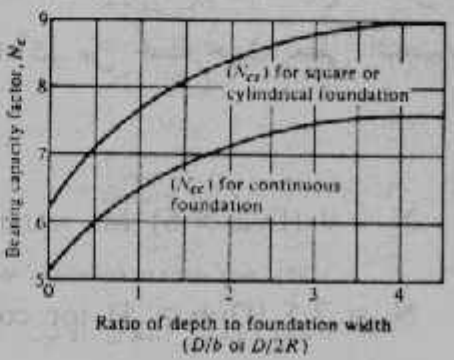
وتزيد قيمة المعامل N_c الخاص بتماسك التربة عند نقطة الإرتكاز بالعمق D متمثلاً بالنسبة (D / b) . ويعطي شكل (٦٠) قيم N_c لأساسات عميقة شريطية Continuous ومربعة أو أسطوانية . ويلاحظ من الشكل أن قيم N_c تثبت عند نسبة عمق (D/ b) أكبر من خمسة حيث تعطي المنحنيات القيم القصوى التالية :

$N_c = 9$ (D/b > 5) for square or cylindrical foundations.

$N_c = 7.5$ (D/ b > 5) for continuous foundations.



شكل (٥٩) معامل ضغط الإحاطة للأساسات العميقة



شكل (٦٠)

معامل التماسك للأساسات العميقة

وتمثل مركبة الإحتكاك محصلة مقاومات الإحتكاك friction بين سطح الخازوق الجانبي والتربة المحيطة بالإضافة إلى مقاومات التلاصق Adhesion بين جسم الخازوق والتربة . وتُعطي قيمة إجمالية للإحتكاك تسمى وحدة المقاومة للسطح Unit Shaft Resistance تشمل تأثير الإحتكاك والإلتصاق . وتعطي قيمة مركبة الإحتكاك Q_s من المعادلة التالية :

Cylindrical Piles, $Q_s = \int^{L}_{0} (2\pi rf)\, d l$ ..... (22 - a)

Square Piles, $Q_s = 4 \int^{L}_{0} b.f\, d l$ ..... (22 - b)

Where:

L = embedded length of shaft,

$(2\pi r)$ or $(4b)$ = perimeter of shaft, and

f = unit shaft resistance.

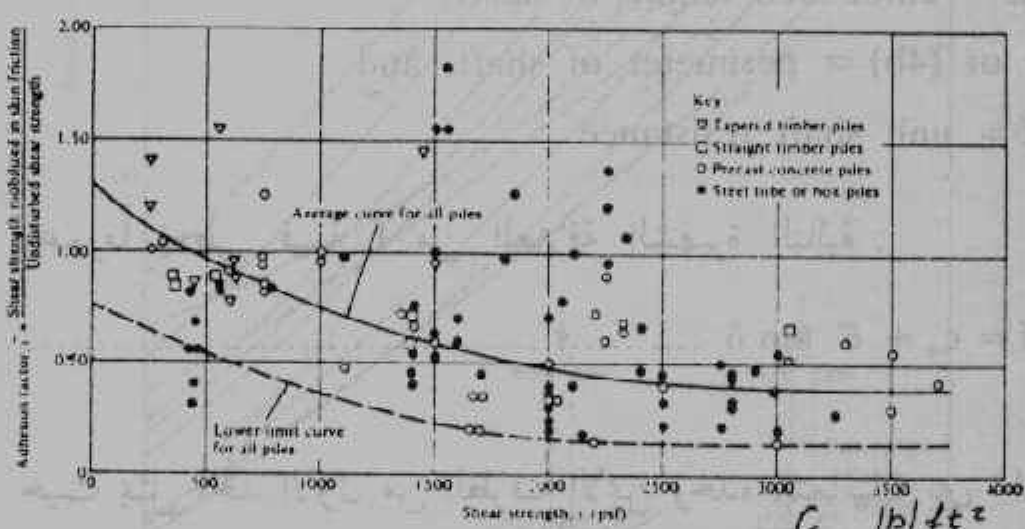
وعموماً تعطي قيمة f من العلاقة الشهيرة التالية :

$$f = c_a + \sigma \tan \delta \quad \text{..... (23)}$$

حيث يمثل الحد الأول من الطرف الأيمن وحدة التماسك بين الخازوق والتربة المحيطة والحد الثاني الإحتكاك بين جسم الخازوق والتربة المحيطة حيث يمثل σ الضغط العمودي على سطح الخازوق (الضغط الأفقي للخوازيق الرأسية) وتمثل $\tan \delta$ معامل الإحتكاك بين جسم الخازوق والتربة المحيطة .

ويعطي شكل (٦١) قيم C_a كنسبة من التماسك C للتربة المحيطة . وتعتمد قيمة النسبة C_a / C على عوامل عديدة أهمها تأثير القلقلة Disturbance وطريقة إدخال الخازوق Method of Placement ونوع التربة . ولا تتأثر التربة العادية اللينة Soft Normally Consolidated Clay بالدق حيث يمكنها أن تستعيد معظم تماسكها بعد فترة زمنية لا تتجاوز ٢٨

يوماً من الدق وعليه فإن نسبة C_a / C تقترب من الواحد الصحيح وقد تزيد عن الواحد الصحيح بتأثير التصلب الناتج عن الإنضغاط . بينما تقل قيمة C_a عن C إلى ما يقرب من النصف نتيجة القلقلة وعدم قدرتها على استعادة مقاومتها مع الوقت . ويبين شكل (٦١) تلك النقاط حيث تناقص قيم C_a / C بزيادة قيمة C . ويمكن اعتبار قيمة C_a مساوية لقيمة C للتربة اللينة Soft وحوالي النصف للتربة المتوسطة والقاسية Med. and Stiff . ويعطي الخازوق المفرغ Bored Pile تماسكاً أقل من الخازوق المدقوق Driven Pile وعليه فيستحسن تخفيض قيم C_a عن تلك المعطاة أعلاه إذا كانت الخوازيق تنفذ بالتفريغ .



Relationship between the skin friction on the shaft of piles driven into clay soils and the shear strength of the clays (after Tomlinson, 1969).

شكل (٦١) قيم نسبة التلاصق للتماسك للخوازيق المدقوقة

ويحسب الضغط العمودي σ كنسبة من الضغط الرأسي المؤثر σ_v حيث العلاقة بين الضغطين تعطي من المعادلة :

$$\sigma = \sigma_v \cdot K_h \qquad (24)$$

Where:

σ_v = effective vertical stress

K_h = cœfficient of horizontal earth pressure at soil - shaft interface.

وقيمة K_h تعتبر من المتغيرات الشديدة التأثر بمقدار التكثيف Densification الناجم عن الدق . ويؤخذ كقيمة قريبة من معامل الضغط الجانبي في حالة السكون At Rest . ويعطي جدول (٧) قيماً للمعامل K_h لعدة دراسات في هذا الموضوع .

جدول (٧) المعامل K_h للضغط الجانبي على الخوازيق ،

Reference	Relationship	Basis of relationship
Brinch Hansen and Lundgren (1960)	(a) $\bar{\sigma}_h = \cos^2 \bar{\phi} \cdot \bar{\sigma}_v = 0.43\bar{\sigma}_v$ if $\bar{\phi} = 30°$ (b) $\bar{\sigma}_h = 0.8\sigma_v$	(a) theory (b) pile test
Henry (1956)	$\bar{\sigma}_h = K_p \cdot \bar{\sigma}_v = 3\bar{\sigma}_v$	theory
Ireland (1957)	$\bar{\sigma}_h = K \cdot \bar{\sigma}_v = (1.75 \text{ to } 3) \cdot \bar{\sigma}_v$	pulling tests
Meyerhof (1951)	$\bar{\sigma}_h = 0.5\bar{\sigma}_v$; loose sand $\bar{\sigma}_h = 1.0\bar{\sigma}_v$; dense sand	analysis of field data
Mansur and Kaufman (1958)	$\bar{\sigma}_h = K\bar{\sigma}_v$; $K = 0.3$ (compression) $K = 0.6$ (tension)	analysis of field data

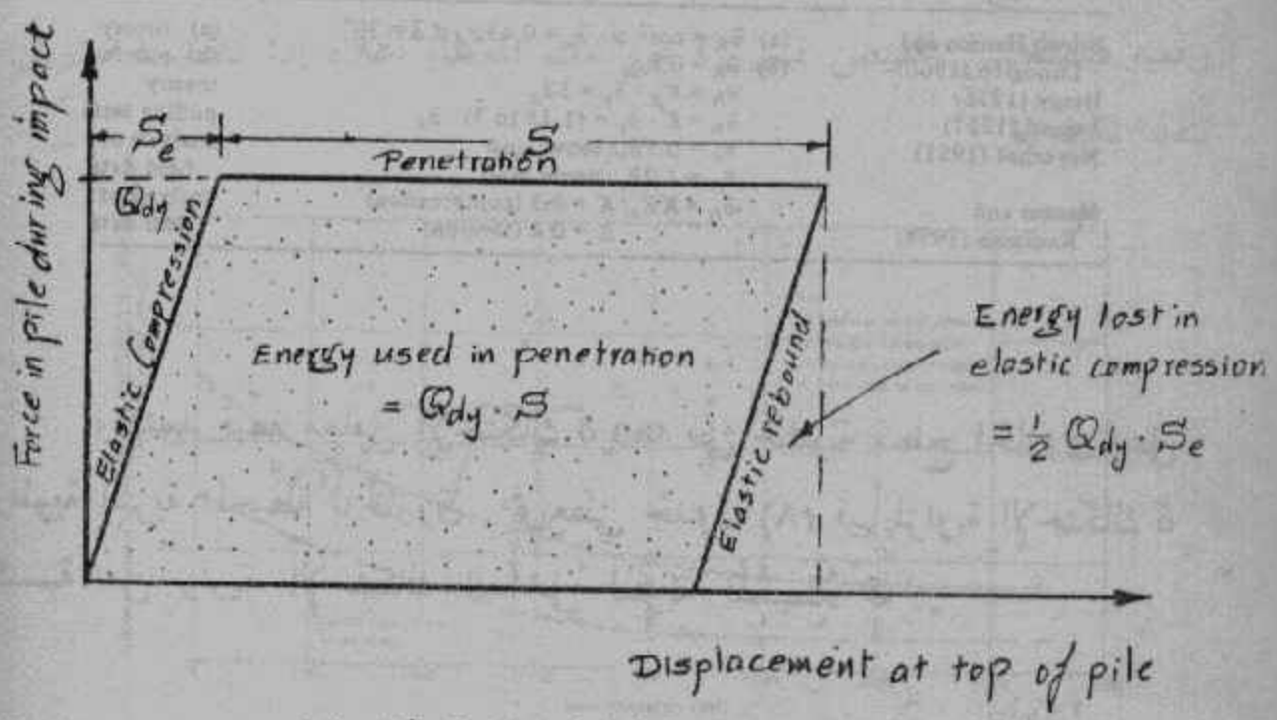
وتعتمد قيمة معامل الإحتكاك $\tan \delta$ على خشونة سطح الخازوق وعلى رطوبة التربة المحيطة بالخازوق . ويعطي جدول (٨) قيماً لزاوية الإحتكاك δ كنسبة من زاوية الإحتكاك الداخلي للتربة المحيطة $\emptyset$.

جدول (٨) نسبة زاوية الإحتكاك إلى زاوية الإحتكاك الداخلي للتربة المحيطة بالخازوق

Foundation material	Surface finish	Values of δ/ϕ for Dry sand	Saturated sand
Steel	smooth (polished)	0.54	0.64
	rough (rusted)	0.76	0.80
Wood	parallel to grain	0.76	0.85
	right angles to grain	0.88	0.89
Concrete	smooth (made in metal formwork)	0.76	0.80
	grained (made in timber formwork)	0.89	0.88
	rough (cast on ground)	0.98	0.90

العلاقات الديناميكية للدق Pile - Driving Formulas :

العلاقات الديناميكية لدق الخوازيق تستخدم بكثرة لتقدير قدرة تحمل الخازوق الإستاتيكية . وتعتمد تلك العلاقات على حقيقة تساوي طاقة الدق مع طاقة الإختراق بالإضافة للطاقة المفقودة بصورها المختلفة . وكمثال لأبسط تلك العلاقات تلك المعروفة بالمعادلة الدانيمركية Danish Formula حيث تستنتج كالآتي (شكل ٦٢) :



شكل (٦٢) تبسيط لسلوك الخازوق أثناء الدق

الطاقة الخارجية = وزن المطرقة × ارتفاع السقوط

$$= W_h \cdot H$$

الطاقة المستخدمة = مقاومة الخازوق × الإختراق الحادث

$$= Q_{dy} \cdot S$$

الطاقة المفقودة = الطاقة المرنة في الخازوق

$$= \frac{1}{2} Q_{dy} \cdot S_e$$

وبتساوي الطاقة الخارجية مع مجموع الطاقات المستخدمة والمفقودة نحصل على :

$$Q_{dy} = (W_h . H) / (S + S_e) \quad \ldots\ldots (25)$$

Where:

$S_e = W_h . L / AE$, and L = pile length

وتعتبر المعادلة الدانيمركية من أبسط المعادلات الديناميكية حيث اعتبر فيها الفاقد المرن للطاقة دون غيره من الفواقد . وبالرغم من ذلك فهي من أكثر العلاقات اتفاقاً مع الواقع كما أشار أجيركو Agerschou (1962) .

ومن أكثر العلاقات الديناميكية انتشاراً تلك الموضوعة بمعرفة مجلة الأخبار الهندسية Engineering News Formula الأمريكية والتي تشبه المعادلة الدانيمركية إلا أن الحد المعبر عن الطاقة المرنة المفقودة قد استبدل بثابت حيث :

$$Q_{dy} = (2W_h . H) / (S + C) \quad \ldots\ldots (26)$$

Where:

C = 1.0 inch, for drop hammers

= 0.1 inch, for steam hammers

وتستخدم وحدات القدم للسقوط H ووحدات البوصة للإختراق S . هذا وتحتوي علاقة مجلة الأخبار الهندسية على معامل أمان مقداره ٦,٠٠ ، على أن الدراسات التي أجريت بواسطة أجيركو (١٩٦٢) وفلوت Floate (١٩٦٤) قد أظهرت أن معامل الأمان الحقيقي في تلك العلاقة تتراوح بين ١,٠٠ ، ٣٠,٠٠ .

وأخيراً علاقة مواصفات بوسطن Boston Building Code Formula (١٩٦٤) :

$$Q_{dy} = (1.7W_h.H) / (S + 0.1 \frac{W_p}{W_h}) \quad \ldots\ldots (27)$$

Where:

S = the average penetration in inches per below for the final 15 cm.

W_p = the weight of the pile

W_h = the weight of the hammer, and W_h. H in foot - lb.

على أن المصاعب الرئيسية المصاحبة لمعظم علاقات الدق الديناميكية تتلخص فيما يلي :

١ ـ صعوبة تحديد الفواقد في الطاقة أثناء الدق تحديداً دقيقاً .

٢ ـ الإختلاف بين سلوك الخازوق أثناء الدق وسلوكه تحت الأحمال الإستاتيكية والتي تشابه حالات التحميل في الطبيعة .

٣ ـ صعوبة أو ربما العجز عن تحديد وحساب سريان الموجات الديناميكية Wave - Propogation Phenomena للخازوق والتربة .

وبالرغم من ذلك فإن العلاقات الديناميكية توفر وسيلة مفيدة لمهندس الأساسات للسيطرة والتحكم في عملية الدق خاصة إذا توافقت نتائج تلك العلاقات الديناميكية مع تجارب التحميل Load Tests . كذلك رصد الإختراق المصاحب للإمتناع يعطي المنفذون الإطمئنان لمقاومة التربة عند نقطة الإرتكاز . وتجدر الإشارة هنا أن العلاقات الديناميكية تطبق لخوازيق الإرتكاز فقط ولا تطبق للخوازيق الطافية (خوازيق الإحتكاك) لعدم تواجد امتناع إلا لخوازيق الإرتكاز .

تجارب التحميل Pile Load Tests :

تجري تجارب التحميل على الخوازيق لسببين . الأول هو تنظيم وتكوين علاقات مسبقة لدق الخوازيق للعمق المطلوب . والثاني هو تحقيق حمل الخوازيق المحسوبة بالطرق الإستاتيكية والديناميكية والتي يمكن استخدامها في

التصميم . وعلى أية حال فإن تعميم نتائج تجارب التحميل التي تجري لخازوق منفرد تحتاج إلى الحذر والتأني وذلك لإختلاف تواجد الخوازيق في الأساسات الفعلية عن الخوازيق المختبرة . حيث تتواجد الخوازيق في مجموعات لتكون الأساس ويكون سلوك تلك المجموعات غالباً مختلفاً عن سلوك الخازوق المنفرد .

ويحمل خازوق الإختبار بحمل ستاتيكي متزايد مع قياس الهبوط المناظر لدفعات التحميل . ويُنصح بعمل تجربة تحميل واحدة لكل ٢٠٠ خازوق من خوازيق الأساس . ويتم التحميل إما بأوزان مباشرة Direct Dead Loads أو بواسطة رافعات هيدروليكية متصلة بنظام تثبيت ينتهي بخوازيق شد تقاوم رد فعل الرافعات Reaction Piles . كما يمكن توليد حمل الإختبار عن طريق نظام الرافعة Lever and Anchor حيث يتم التحميل بتحريك وزن على كابولي ومقاومة رد الفعل بخوازيق شد . ويوضح شكل (٦٣) طرق التحميل المختلفة .

ويعطي نظامي التحميل بواسطة خوازيق رد الفعل وسيلة لإختبار خوازيق الشد بينما لا يصلح النظام الذي يستخدم أوزاناً مباشرة إلا لإختبار خوازيق الضغط . ويمثل التحميل بالروافع الهيدروليكية أنسب الوسائل لاختبار خوازيق الإحتكاك Floating Piles وذلك لكون الروافع الهيدروليكية وسيلة عملية لزيادة الحمل بصورة مستمرة تدريجية تناسب هذا النوع من الإختبار بعكس التحميل المباشر الذي يتسبب في زيادات مفاجئة على دفعات . ويفضل استخدام نظام الرافعة للإختبارات ذات الأحمال العالية حيث يتعذر توليد تلك الأحمال مباشرة أو بالرافعات الهيدروليكية .

ويجب دق خوازيق رد الفعل على مسافة لا تقل عن متر ونصف من خازوق الإختبار حتى لا يتداخل تأثير الخوازيق المختلفة مما يؤثر على النتائج . كما يجب اختيار قطاعات ذات عزم قصور عالي لنقل الأحمال من خازوق

الإختبار إلى خوازيق رد الفعل دون انحناءات كبيرة أو ملحوظة . وأيضاً يجب ملاحظة الروافع الهيدروليكية طوال الوقت حتى لا يتسبب أي تسرب Leakage في تغيير حمل الإختبار . هذا وتقاس قيمة الهبوط بواسطة قراءة أربعة مقاييس مدرجة إلى مليمترات ومثبتة على أربعة أوجه متعامدة للخازوق . ويستخدم في الرصد ميزان دقيق وتكون المقاييس مربوطة على منسوب روبير قريب أو نقطة ثابتة قريبة . والسبب في أخذ متوسط أربعة قراءات متعامدة هو العمل على حذف أي تأثير لميل خازوق التجربة وكذلك لتقليل الخطأ البشري في القياس .

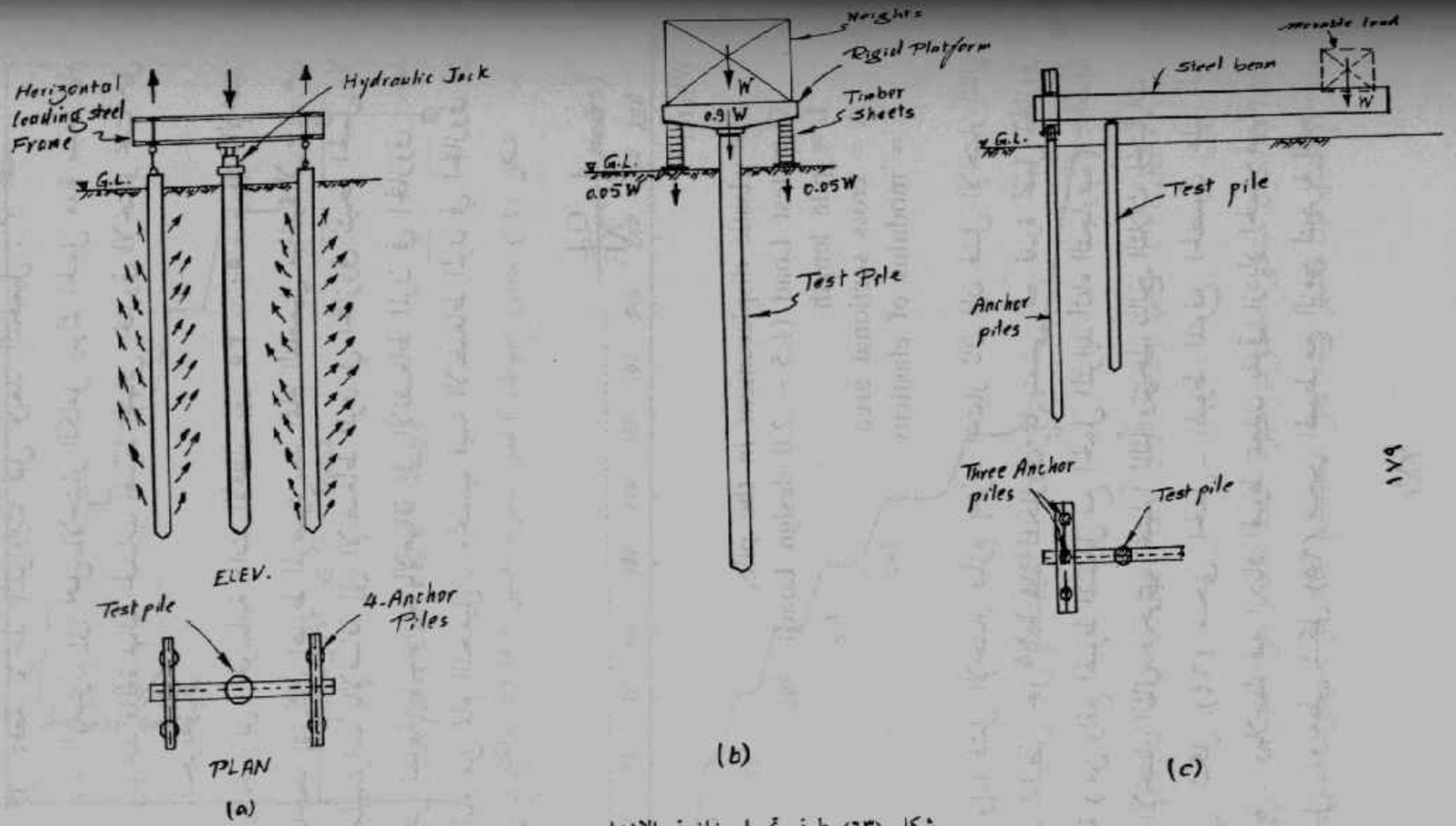
إختبار خازوق الإرتكاز :

يجري الاختبار على خازوق لكل ٢٠٠ خازوق من الأساس . ويقدر حمل الاختبار بمرة ونصف حمل التصميم للخازوق لأساسات المباني العادية والسكنية وضعف حمل التصميم للمباني الهامة كالمستشفيات والمدارس والمباني العامة والمصانع . وتختار قيم الدفعات التي تزيد بها قيمة الحمل بالأقل من ربع حمل الاختبار أو عشرة أطنان . وخطوات التجربة تكون كالتالي :

١ ـ يعد خازوق الاختبار بمنصة صلبة Rigid Platform في حالة التحميل المباشر أو بنظام من الكمرات الصلبة إذا كان التحميل بواسطة خوازيق الربط (رد الفعل) .

٢ ـ يحمل الخازوق على دفعات قيمة هذه الدفعات تقدر بعشرة أطنان أو ربع حمل الاختبار أيهما أقل . وترصد الأربع قراءات ويؤخذ المتوسط بعد التحميل مباشرة . ويلاحظ أخذ وزن المنصة في الإعتبار للدفعة الأولى .

٣ ـ بعد ٢٤ ساعة تؤخذ قراءات جديدة ويحسب متوسطها . ثم تضاف دفعة جديدة وتؤخذ قراءات بعد التحميل الجديد مباشرة .



شكل (٦٣) طرق تحميل خازوق الإختبار

٤ ـ تكرر الخطوة « ٣ » حتى تمام التحميل بالوصول إلى حمل الاختبار وفي كل دفعة تؤخذ القراءات قبل وبعد التحميل .

٥ ـ عند الوصول إلى حمل الاختبار الكامل يترك الحمل مدة سبعة أيام وتؤخذ قراءة نهائية لحساب الهبوط النهائي لخازوق الإختبار تحت حمل التجربة .

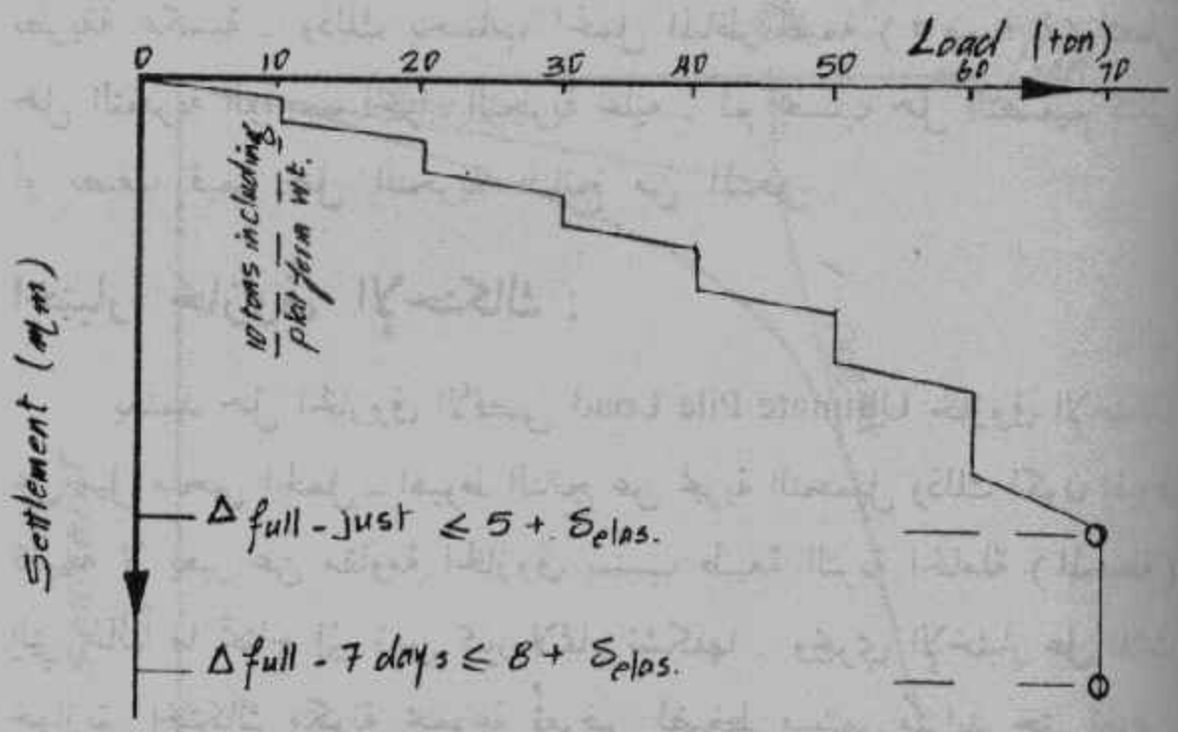
وللخوازيق الخرسانية ذات الأقطار بين ٣٥ ، ٥٠ سم فإن الإختبار يعتبر ناجحاً إذا كان الهبوط المرصود بعد اتمام التحميل مباشرة لا يزيد عن خمسة مليمترات بالإضافة إلى الإنضغاط المرن في الخازوق نتيجة الحمل ولا يزيد عن ثمانية مليمترات بالاضافة إلى الانضغاط المرن في الخازوق . بعد سبعة أيام من تمام التحميل . وتحسب قيمة الانضغاط المرن في الخازوق من العلاقة :

$$\delta = \frac{1}{2}\frac{Q.L}{AE} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (28)$$

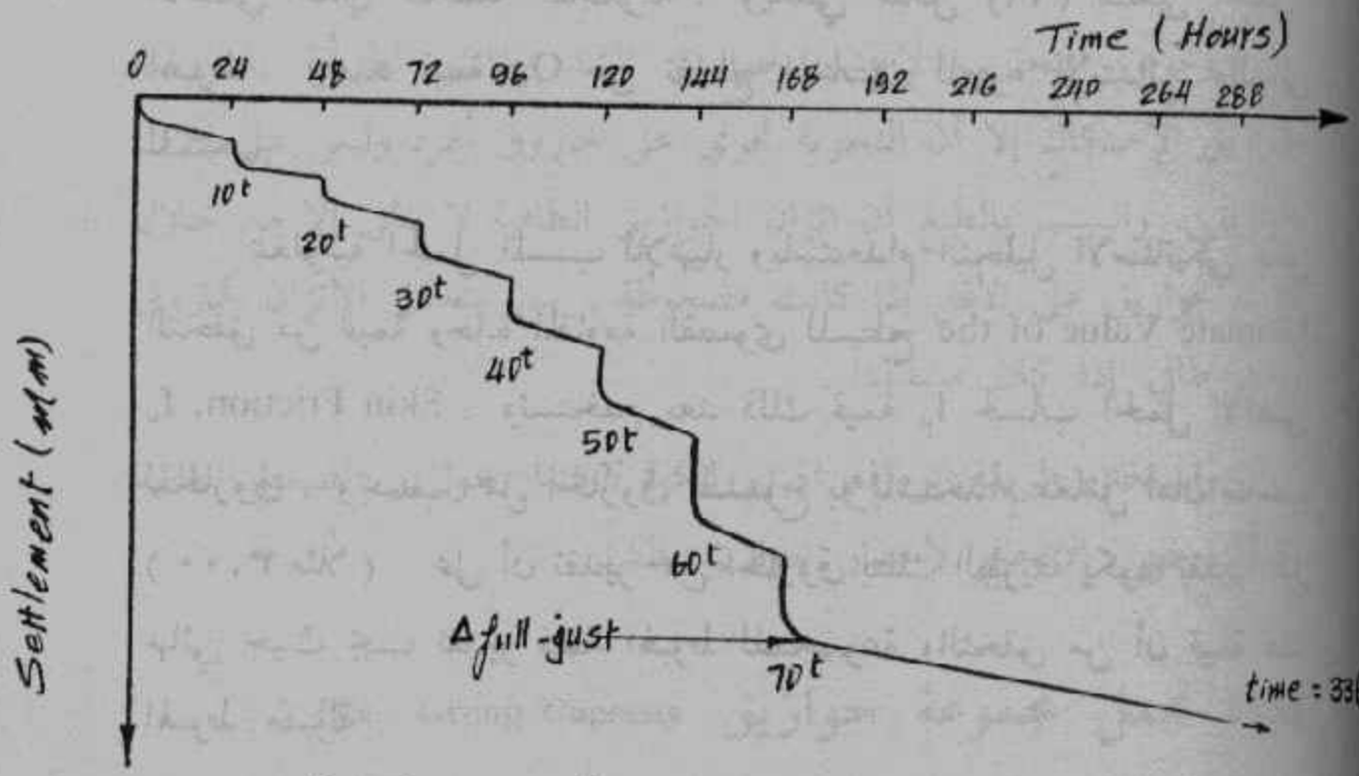
Where:

δ = elastic displacement in the pile.
O = test Load (1.5 – 2.0 design Load)
L = pile length
A = cross sectional area
E = modulus of elasticity

وإذا فشل الإختبار فيلزم إجراء اختبار ثان فإن فشل الإختبار الثاني فيجب تخفيض حمل التصميم للخازوق بما يتمشى مع قدرة تحمل الخازوق الفعلية (من واقع الهبوط المسجل مع الحمل المتزايد أثناء التجارب) . أما إذا نجح الإختبار الثاني فيجري اختباراً ثالثاً وتؤخذ نتائج الثلاث اختبارات . ويعطي شكل (٦٤) منحنى الحمل ـ الهبوط المتوقع الحصول عليه أثناء التجربة . ويلاحظ فيه ازدياد الهبوط بمعدل يفوق ازدياد الحمل قرب نهاية التحميل . ويعطي شكل (٦٥) منحنى الهبوط مع الزمن لتجربة التحميل .



شكل (٦٤) منحنى الهبوط ـ الحمل لتجربة تحميل (حازوق ارتكاز)



شكل (٦٥) منحنى الهبوط ـ الزمن لتجربة تحميل (حازوق ارتكاز)

وعادة ما يكون منحنى الحمل ـ الهبوط كافياً للتعبير عن التجربة . وفي حالة فشل الإختبار فإن تقدير قيمة حمل التصميم تحدد من منحنى الحمل الهبوط

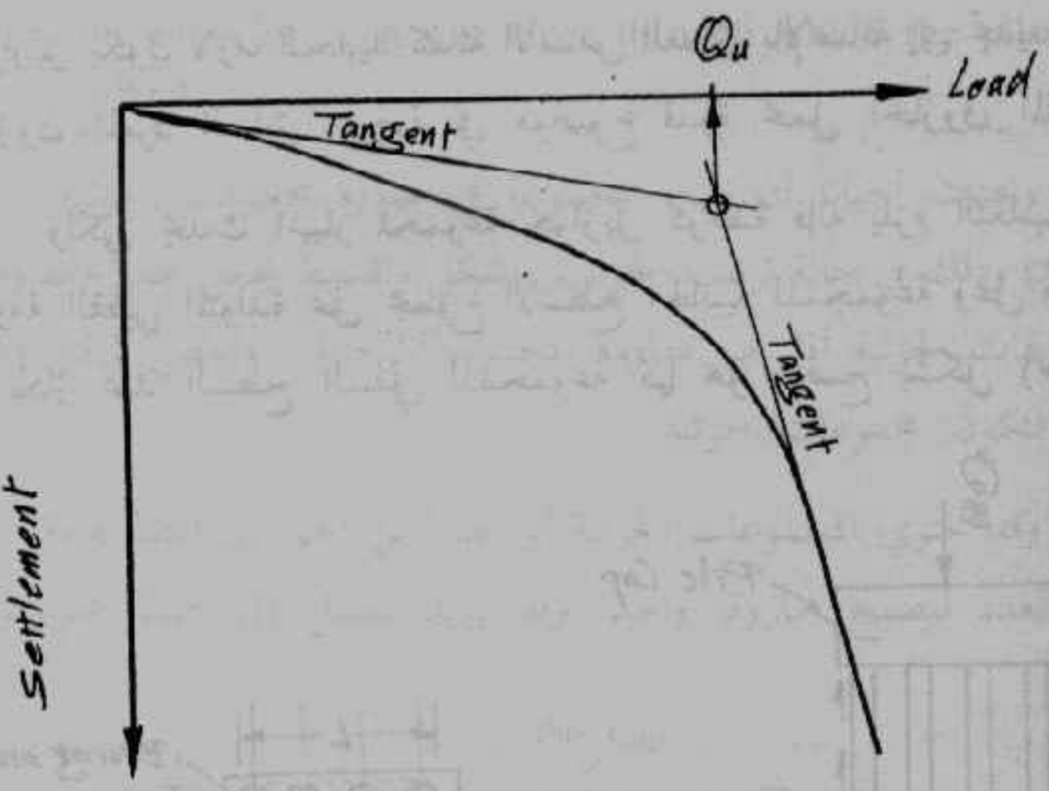
بطريقة عكسية . وذلك بحساب الحمل المناظر لقيمة (٥ مم + δ) لتعطي حمل التجربة الواجب اجراء التجربة عليه . ثم يحسب حمل التصميم كثلثي أو نصف قيمة حمل التجربة الناتج من المنحنى .

اختبار خازوق الإحتكاك :

يعتمد حمل الخازوق الأقصى Ultimate Pile Load لخازوق الإحتكاك على ميل منحنى الحمل ـ الهبوط الناتج عن تجربة التحميل وذلك لكون الهبوط كقيمة لا يعبر عن مقاومة الخازوق بسبب طبيعة التربة الحاملة (المحيطة) التي غالباً ما تحتاج إلى زمن كبير لاتمام تشكلها . ويجري الإختبار على ثلاث خوازيق احتكاك مكونة مجموعة تُعرض لضغط مستمر مُتزايد حتى تغوص المجموعة في التربة . ويرسم منحنى بين الحمل والهبوط ومنه نحدد الحمل الأقصى الذي تتحمله المجموعة . ويعطي شكل (٦٦) منحنى الحمل ـ الهبوط . وتُحدد قيمة Q_u من تقاطع المماسين للجزء الإبتدائي والنهائي للمنحنى .

بمعلومية الحمل المسبب للإنهيار وباستخدام التحليل الاستاتيكي يمكن التحقق من قيمة وحدة المقاومة القصوى للسطح Ultimate Value of the Skin Friction, f_u . وتستخدم بعد ذلك قيمة f_u لحساب الحمل الأقصى للخازوق . ويحسب حمل الخازوق المسموح به باستخدام معامل أمان مناسب (٣,٠٠ مثلاً) . على أن تقدير حمل الخازوق بتلك الطريقة يكون تقديراً غير نهائي حيث يجب تقدير قيمة الهبوط للمجموعة والتحقق من أن قيمة هذا الهبوط مقبولة .

ولا يجري الإختبار قبل مرور أربعة أسابيع على دق المجموعة وذلك لتوفير الوقت الكافي للتربة الطينية (خاصة الحساسة منها) لاستعادة معظم مقاومتها الأصلية وتلاشي تأثير القلقلة المسببة بالدق . وبذلك تكون مقاومة الخوازيق المختبرة مُعبرة عن المقاومة الحقيقية للأساس .



شكل (٦٦) منحنى الهبوط ـ الحمل لمجموعة خوازيق احتكاك

وتجري التجارب لإختبار خوازيق الشد بذات الطريقة المعروضة لخوازيق الإحتكاك إلا أن التجربة تجري على خازوق مُفرد وليس على ثلاث خوازيق . والسبب بالطبع أن اتزان الخوازيق الطافية لا يتأتى إلا من خلال ثلاث خوازيق على الأقل إذا كانت مضغوطة ، بينما يتحقق الإتزان لخازوق واحد طافي إذا كان مشدوداً .

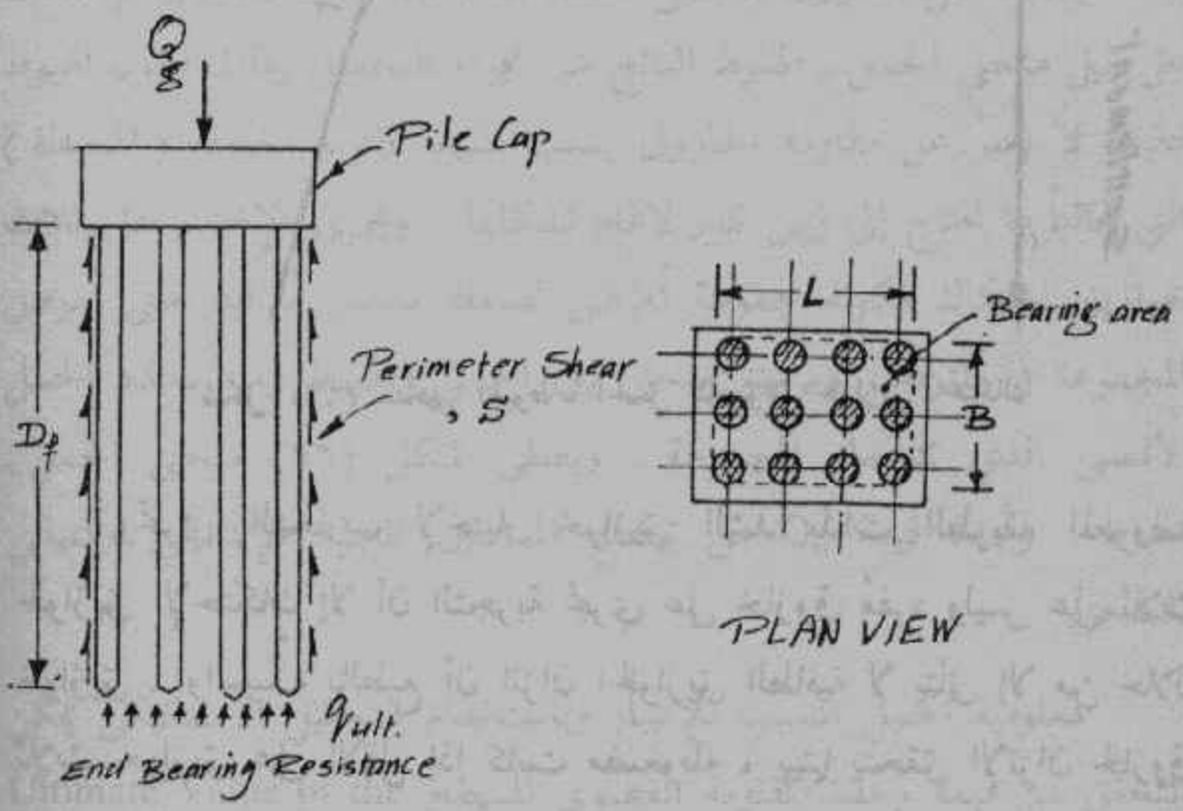
وتستخدم طريقة الروافع الهيدروليكية لاختبار خوازيق الضغط الطافية وكذلك فهي الأنجح لاختبار خوازيق الشد .

قدرة تحمل مجموعة خوازيق Pile - Group Capacity :

يختلف سلوك الخوازيق في مجموعة عن سلوك الخازوق منفرداً . وعليه فأساساً مكوناً من الخوازيق يجب أن يُحلل كوحدة وليس كخوازيق منفردة . فتحت ظروف خاصة قد يحدث انهياراً لمجموعة الخوازيق قبل الوصول إلى الحمل التصميمي للخازوق المفرد . وعليه فتحديد قدرة تحمل مجموعة

الخوازيق يكون لازماً لتحديد كفائة الأساس العميق بالإضافة إلى تحديد قدرة الخازون المفرد السابق عرضة في موضوع قدرة تحمل الخازوق المفرد .

ولكي يحدث انهيار لمجموعة خوازيق كوحدة فإنه يلزم التغلب على مقاومة القص المتولدة على مجموع الأسطح الجانبية للمجموعة وعلى مقاومة الإرتكاز عند السطح السفلي للمجموعة كما هو موضح بشكل (٦٧) .



شكل (٦٧) قدرة تحمل مجموعة من الخوازيق

قدرة تحمل المجموعة يمكن التعبير عنها كالآتي :

$$O_g = q_u . A_g + m_g \Sigma_0^{Df} S . \Delta Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (29)$$

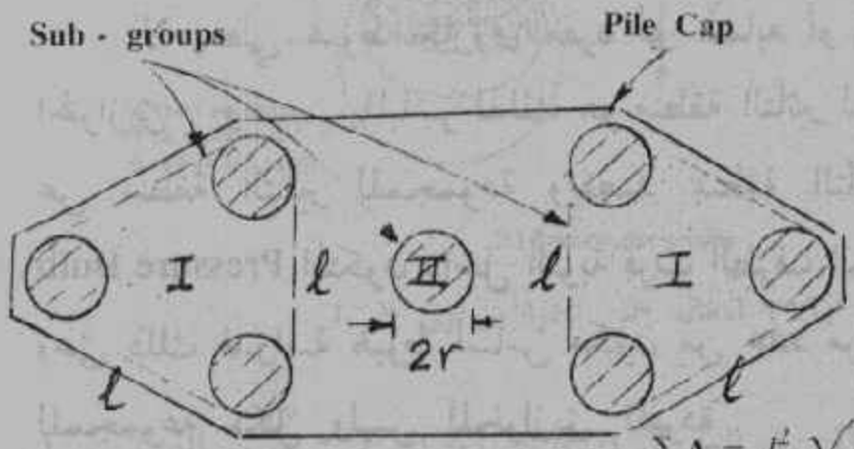
Where:

Q_g = ultimate bearing capacity of a pile group,
A_g = plan area of pile group at tips of the piles,
m_g = perimeter of the pile group,
q_u = ultimate bearing capacity at depth D_f,
S = unit shearing resistance of soil surrounding the pile group, and

ΔZ = thickness of each soil layer through which the piles are driven.

ويحدث أحياناً أن تنهار المجموعة في صورة مجموعات جزئية Sub - groups وذلك في حالة ترتيب الخوازيق بشكل وتقسيط يجعل مجموع مقاومات المجموعات الجزئية أقل من مقاومة المجموعة كوحدة . ويعطي شكل (٦٨) مثالاً لتكون مجموعات جزئية .

وقد تحتوي المجموعات الجزئية أي عدد من الخوازيق المتقاربة وقد يقل هذا العدد ليصبح خازوقاً واحداً وقد يزيد ليصل إلى خمسة خوازيق .



$$\Sigma A = l^2 \sqrt{3/2} + \pi r^2$$

$$\Sigma m = 6l + 2\pi r$$

$$O = q_u \Sigma A + (\Sigma m) \sum_{0}^{Df} S. \Delta Z$$

7- Pile Group

شكل (٦٨) المجموعات الجزئية للخوازيق

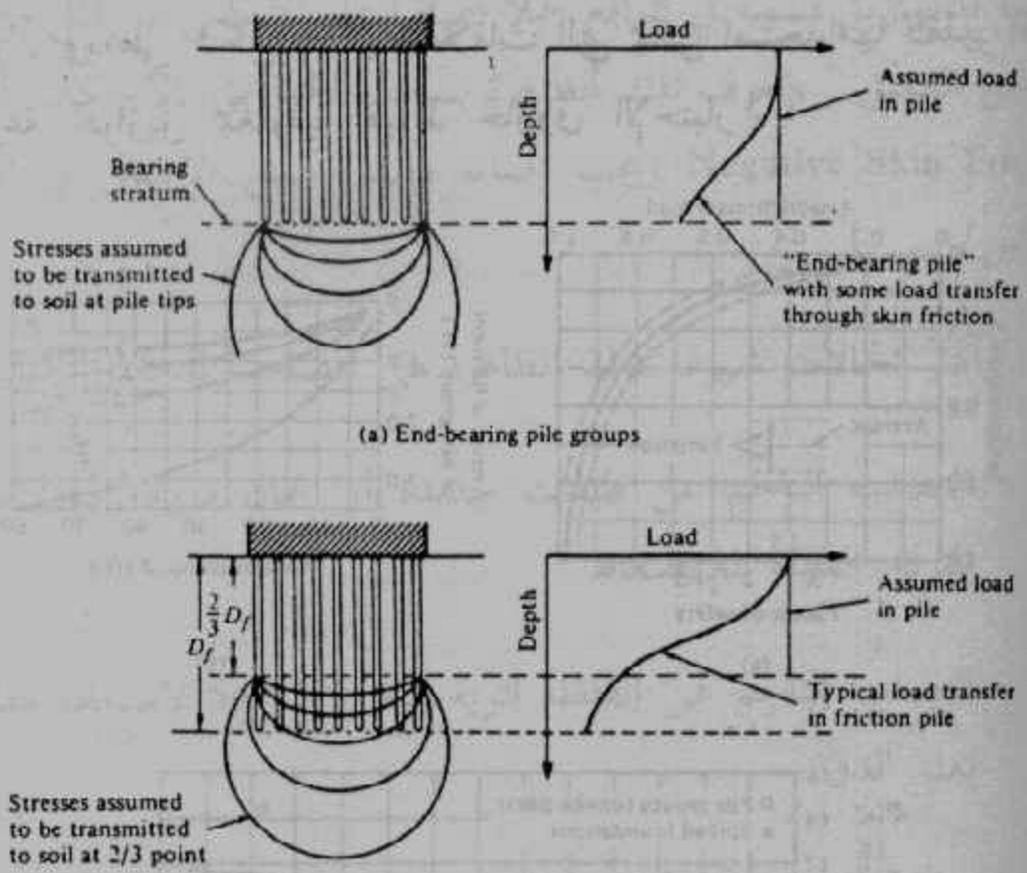
والتصميم الأمثل لمجموعة خوازيق هو تساوي قدرة تحمل المجموعة مع مجموع قدرات تحمل الخوازيق منفردة . ويستلزم ذلك عمل دراسة لتقسيط الخوازيق وترتيبها في المجموعة وذلك لتجنب تكون مجموعات جزئية قد تسبب انهياراً تحت حمل أقل من حمل المجموعة أو مجموع الخوازيق منفردة . وعادة ما تحكم الإعتبارات العملية ومتطلبات التنفيذ هذا التقسيط (عادة ما يتراوح بين ٢,٥٠ ، ٣,٠٠ أمثال قطر (عرض) الخازوق وبالتالي يكون التصميم الأمثل في الغالب تصميماً نظرياً .

وعلى أية حال فحمل المجموعة غالباً ما يزيد عن مجموع أحمال الخوازيق المنفردة وذلك لعِظم مركبة الإرتكاز نظراً لمساحة التحميل الكبيرة عند منسوب الإرتكاز . ولا يحكم التصميم انهيار المجموعة ككل إلا في حالات مُحددة مثل مجموعة مكونة من عدد كبير متقارب من الخوازيق الطافية (خوازيق احتكاك) حيث تكون قيمة قدرة تحمل التربة العميقة للطبقات الضعيفة التحتية صغيرة مما يجعل مركبة الإرتكاز غير فعالة .

هبوط مجموعة الخوازيق :

لا يعطي هبوط خازوق مفرد أي تشابه أو تمثيل لهبوط مجموعة من الخوازيق . والسبب المباشر لذلك هو منطقة التأثير للخازوق والتي تقل كثيراً عن منطقة التأثير للمجموعة ويقصد بمنطقة التأثير هو انتفاخ الضغط Pressure Bulb المتكون داخل التربة قرب الطرف السفلي للأساس العميق . وعلى ذلك فدراسة هبوط أساس مكون من عدد من الخوازيق يجب اجراءة للمجموعة ككل وليس للخوازيق المفردة .

ويحسب الهبوط للأساس العميق بطريقة مماثلة لتلك المستخدمة مع الأساسات السطحية إلا أن طريقة توزيع الحمل من الأساس العميق إلى التربة يحتاج إلى دراسة نوع الأساس وقيمة مركبات قدرة تحمله . فمثلاً عند دراسة الهبوط لخوازيق الإرتكاز يمكن افتراض أن حمل المجموعة قد انتقل بالكامل عن منسوب الإرتكاز وذلك بالرغم من انتقال جزء من الحمل بالاحتكاك خلال الطبقات المحيطة بالخوازيق كما يظهر في شكل (٦٩) . ويظهر في نفس الشكل توزيع انتقال حمل خوازيق الإحتكاك مع العمق حيث يتضح أن التوزيع إلى حد ما يتناسب مع العمق وعلى ذلك فيفترض أن الحمل يكون قد تم انتقاله كلياً عند الثلث الأسفل من طول الخازوق .

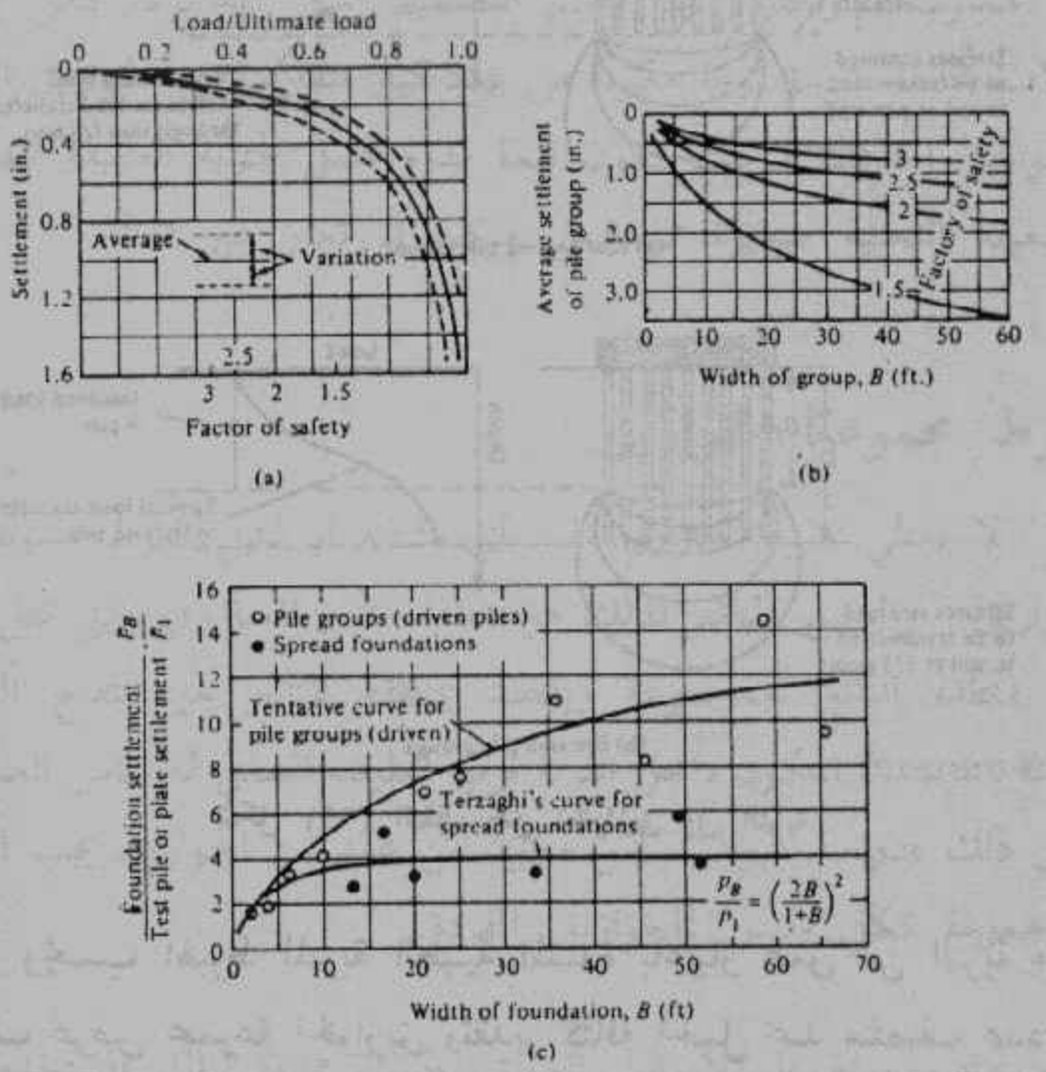


شكل (٦٩) انتقال حمل الخوازيق إلى التربة

ويحسب الهبوط للتربة الطينية الممتدة باعتبار عمق من التربة مساوٍ لضعف عرض مجموعة الخوازيق وتقدير كثافة الحمل عند منتصف عدد من الشرائح الرقيقة نسبياً باستخدام توزيعاً مناسباً للإجهادات داخل التربة (عادة ما يستخدم توزيع مواصفات بوسطن للتبسيط) . ويضاف إلى مجموع انضغاطات تلك الشرائح ٥٪ لتعويض امتداد الطبقات . ويجب استخدام خواص الإنضغاط للتربة بحيث تمثل متوسط خواص كل شريحة بأخذ عدد كاف من العينات غير المقلقلة عند منتصف سُمك الشرائح واختبارها معملياً .

وفي حالة التربة الرملية فإن تقدير الهبوط يحسب بطريقة وضعية تقريبية وذلك بالإستعانة بالهبوط الناتج من تجارب التحميل لخازوق مفرد . وتعتمد الطريقة على أن يكون حمل الخازوق داخل المجموعة مساوٍ لحمل الخازوق

المختبر . ويعطي شكل (٧٠) العلاقات التي يمكن استخدامها لتقدير الهبوط لمجموعة خوازيق بمعلومية هبوط خازوق الإختبار .



Settlement of pile groups in sand. (a) Load settlement curves for piles driven in sand. (b) Approximate relationship between the settlement of pile groups and the factor of safety of a single pile. (c) Design curve for settlement of foundations in sand.

شكل (٧٠) تقدير هبوط مجموعة خوازيق لتربة رملية

سحب الخوازيق Negative Skin Friction :

في الأحوال العادية تكون حركة الخوازيق والقيسونات Caissons إلى أسفل بالنسبة للتربة المحيطة . ويولد هذا الوضع قوى من أسفل إلى أعلى تؤثر على السطح الجانبي للأساس العميق مما يضيف إلى قدرة تحمل الأساس . ولكن وتحت ظروف خاصة فإن التربة يمكن أن تتحرك إلى أسفل

بالنسبة للخوازيق مسببة في الواقع حملاً اضافياً على الأساس مما يقلل من قدرة الأساس العميق . وتعرف تلك الظاهرة بسحب الخوازيق بالاحتكاك السالب Negative Skin Friction ويجب اضافة ذلك الحمل الإضافي في تصميم الأساس .

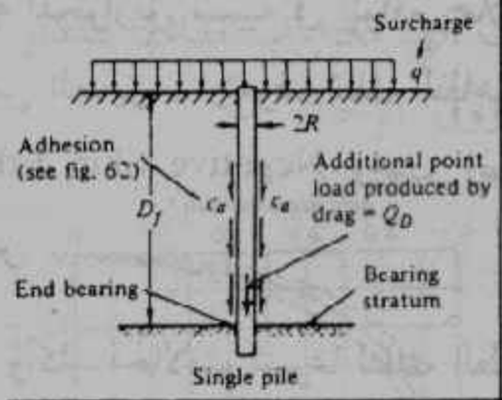
وأكثر الحالات شيوعاً لتلك الظاهرة هي المصاحبة للحالتين التاليتين :

١ ـ التصلب الناجم عن طبقات جديدة أو أحمال موزعة فوق طبقات التربة القابلة للإنضغاط .

٢ ـ التصلب الناجم عن القلقلة لتربة لينة Soft Soil لاستعادة مقاومتها بعد الدق .

ويعطي شكل (٧١) تحليلاً لظاهرة قوى الإحتكاك السالب التي تعمل على سحب الخوازيق إلى أسفل . ويظهر الشكل أن قوى الإحتكاك السالب التي تعمل على توليد قوى سحب سفلية Downdrag Forces تكون لها قيمة قصوى مساوية لقوى الإلتصاق المتولدة على السطح الجانبي للأساس في حالة وجود حمل موزع Surcharge مُسبب لسَحب الخوازيق . بينما تصل قوى السحب إلى قيمة قصوى مساوية لوزن التربة المحصورة بين الخوازيق في حالة تكون السَحب السفلي نتيجة لقلقلة التربة اللينة دون وجود حمل موزع .

أمثلة محلولة لقدرة تحمل الخوازيق :



Sensitive Clay

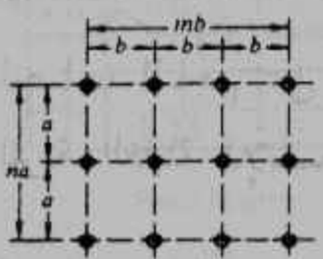
Maximum drag force

$Q_D = 2\pi R c_a D_f$ | $Q_D = 2\pi R c_a D_f$

Insensitive Clay

Maximum drag force:

$Q_D = 0$ | $Q_D = 2\pi R c_a D_f$



Sensitive Clay

End-bearing piles:

Maximum drag force per pile is

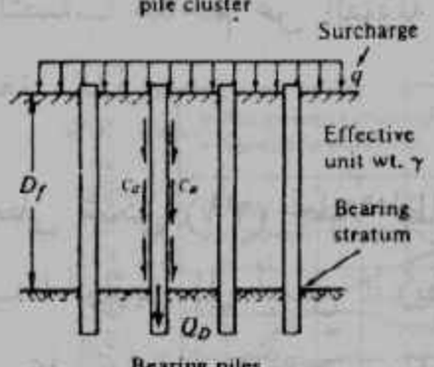
$$Q_D = ab\gamma D_f$$

but drag cannot exceed the smaller of the following two forces.

$$Q_D = 2\pi R c_a D_f$$

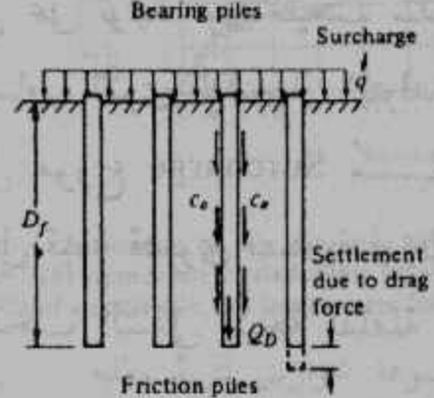
or

$$Q_D = \frac{2(na + mb)c_a D_f}{(n+1)(m+1)} \leftarrow \text{number of piles}$$



Friction piles:

When pile relies on side friction for support and the direction of side friction is changed to drag by consolidation, then drag force which can develop is limited by point-bearing resistance of pile but could equal the maximum drag for end-bearing piles if this value is less than point resistance.



Insensitive Clay

End-bearing and friction piles:

Because only a limited volume of remolded soil is consolidating, drag is small compared to point-bearing capacity of pile.

Drag force approaches as an upper limit the values for piles in sensitive clay.

Condition	Without surcharge	With surcharge

Analysis of negative skin friction on piles in clay (after Navdocks DM-7, 1962).

شكل (٧١) قوى السحب السفلي للخوازيق

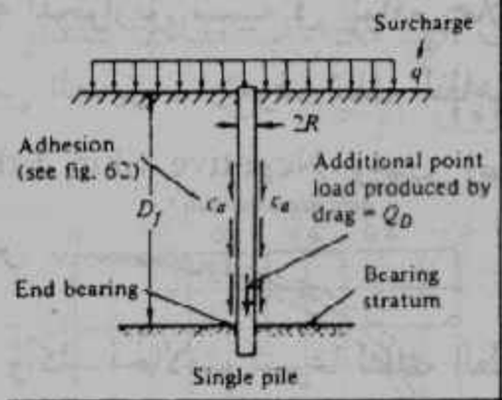
والإجهادات التالية للخرسانة للنقل والرفع والمناولة :

$k_1 = 0.28,\ f_s = 1400\ kg/cm^2,\ \beta = 0.87$

أمثلة محلولة لقدرة تحمل الخوازيق :

١ ـ صمم خازوق خرساني سابق التجهيز يتحمل ضغطاً مقداره ٥٠,٠٠ طناً . الخازوق طوله ١٧,٥٠ م وغير مُعرض للانبعاج . استخدم الإجهادات التالية لخرسانة الخازوق بعد الدق .

$f_c = 40\ kg/cm^2,\ n = 15$



Sensitive Clay

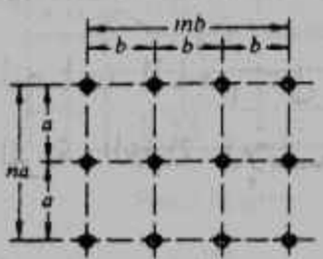
Maximum drag force

$Q_D = 2\pi R c_a D_f$ | $Q_D = 2\pi R c_a D_f$

Insensitive Clay

Maximum drag force:

$Q_D = 0$ | $Q_D = 2\pi R c_a D_f$



Sensitive Clay

End-bearing piles:

Maximum drag force per pile is

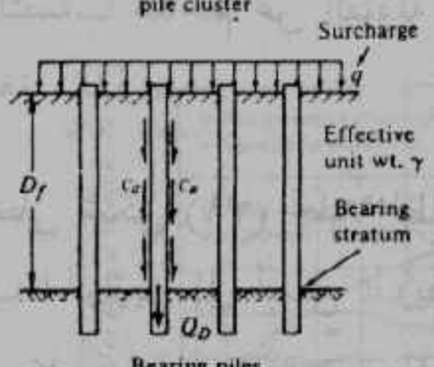
$$Q_D = ab\gamma D_f$$

but drag cannot exceed the smaller of the following two forces.

$$Q_D = 2\pi R c_a D_f$$

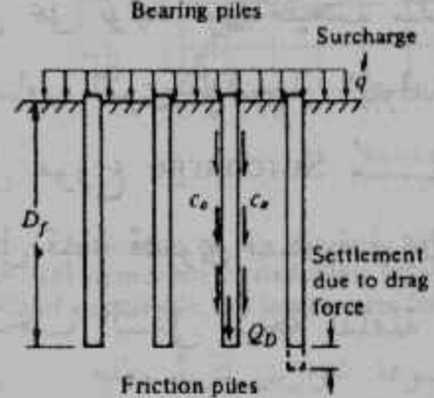
or

$$Q_D = \frac{2(na + mb)c_a D_f}{(n+1)(m+1)} \leftarrow \text{number of piles}$$



Friction piles:

When pile relies on side friction for support and the direction of side friction is changed to drag by consolidation, then drag force which can develop is limited by point-bearing resistance of pile but could equal the maximum drag for end-bearing piles if this value is less than point resistance.



Insensitive Clay

End-bearing and friction piles:

Because only a limited volume of remolded soil is consolidating, drag is small compared to point-bearing capacity of pile.

Drag force approaches as an upper limit the values for piles in sensitive clay.

Condition	Without surcharge	With surcharge

Analysis of negative skin friction on piles in clay (after Navdocks DM-7, 1962).

شكل (٧١) قوى السحب السفلي للخوازيق

والإجهادات التالية للخرسانة للنقل والرفع والمناولة :

$k_1 = 0.28,\ f_s = 1400\ kg/cm^2,\ \beta = 0.87$

٢ ـ للخازوق السابق احسب قدرة التحمل بواسطة التحليل الإستاتيكي إذا كانت طبقة الإرتكاز تتكون من رمل كثيف له زاوية احتكاك داخلي مقدارها ٣٢° ويخترق ثلاث طبقات العليا طين متوسط بسمك ٥,٠٠ متر ذات تماسك ٢,٥٠ طن / م^{٢} يتبعها طبقة من الطين اللين المختلط بأصداف بحرية ذات تماسك مقداره ١,٠٠ طن / م^{٢} وسمك ٤,٥٠ متر وأخيراً طبقة من الرمل الطمي الناعم ذا زاوية احتكاك داخلي ٢٠° وتماسك ٠,٨ طن / م^{٢} وسُمك ٧,٠٠ متر . قيمة وحدات أوزان الطبقات (المعومة) كالتالي :

الطينية المتوسطة ٠,٨٠ طن / م^{٣}
الطينية اللينة ٠,٦٠ طن / م^{٣}
الرملية الطمية ٠,٧٢ طن / م^{٣}
الرملية الكثيفة ٠,٩٠ طن / م^{٣} .

منسوب المياه الجوفية عند سطح الأرض ومنسوب الوسائد أسفل منسوب سطح الأرض بمتر واحد . احسب معامل الأمان ليعطي نفس قدرة مادة الخازوق .

٣ ـ أثناء دق الخوازيق سابقة التجهيز المعطاة بمثال (١) كان الإمتناع المتوسط للدقات العشر الأخيرة ٦ مم وكانت المطرقة المستخدمة بخارية وزنها ٣,٠٠ طن وسقوطها ١٨ بوصة . استخدم المعادلات الديناميكية الثلاث (الدانيمركية والأمريكية وموصفات بوسطن) لحساب قدرة تحمل الخازوق . (افرض قيمة ٢٠٠ طن / سم^{٢} لمعامل مرونة الخرسانة) .

٤ ـ احسب قدرة تحمل خازوق بنيتو Peneto قطرة ٦٠ سم وينفذ بالتفريغ ويخترق طبقة سميكة من الرمل الناعم سمكها ١٣,٠٠ متراً وذات وحدة أوزان المشبعة ١,٧٠ طن / م^{٣} وزاوية احتكاك داخلي

٢٥° وتتخللها ثلاث طبقات رقيقة من الطين المتوسط إلى المتماسك وحدة أوزانها المشبعة ١,٨٠ طن / م^{٣} وتماسكها ٣,٠٠ طن / م^{٢} وسمك الطبقتين الأولى والثانية ١,٥٠ متر والثالث ٢,٠٠ متر وتقع الطبقات على أعماق ٣,٠٠ ، ٧,٠٠ ، ١٠,٠٠ متر (السطح العلوي لكل) . منسوب المياه الجوفية على عمق ٢,٠٠ متر وطبقة الإرتكاز رملية متحجرة ذات وحدة أوزان معومة ١,٠٠ طن / م^{٣} وزاوية احتكاك داخلي ٣٥° . استخدم معامل أمان مقداره ٣,٠٠ .

٥ ـ أخذت القراءات التالية أثناء تجربة تحميل لخازوق ارتكاز :

Load (ton)		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Settlement (mm)	Just after Loading	0.1	0.28	0.6	1.15	1.85	3.00	4.50	6.35	8.45	11.15
	24H Later	0.15	0.35	0.75	1.40	2.20	3.50	5.15	7.10	9.50	—

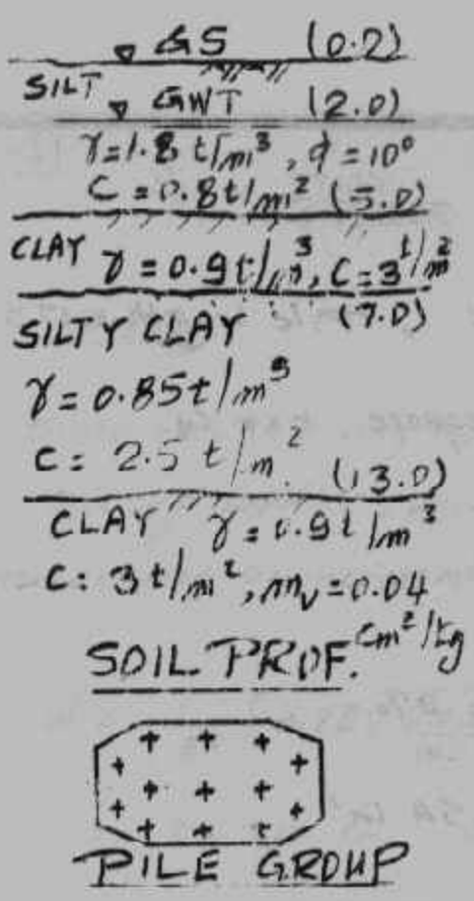
الخازوق مصبوب في الموقع Cast - in - place Pile من الخرسانة المسلحة قطاعة مستدير وقطره ٤٥ سم وطوله ٢٠ متراً . وقد سجلت قيمة الهبوط بعد سبعة أيام من تمام التحميل وكانت ١٤,٢٥ مم . ارسم العلاقة بين الحمل والهبوط للتجربة . هل يعتبر الاختبار ناجحاً ؟ احسب حمل التصميم إذا كان الخازوق ليستخدم في تأسيس مدرسة ومبنى سكني عادي . قدر هبوط مجموعة مكونة من أربعة خوازيق ذات تقسيط ١,٢٥ متر وحدد معامل الأمان للمجموعة .

٦ ـ مجموعة مكونة من ثلاث خوازيق احتكاك اجري عليها تجربة اختبار لتحديد قدرة تحمل الخازوق وقد سجلت النتائج التالية للمجموعة :

Load (Ton)	0	18.75	37.5	56.25	75	93.75	112.50	131.25	150
Settlement (mm)	0	2.0	4.2	7.1	11.5	18.0	27.0	42.0	67.0

احسب حمل الخازوق المسموح به لمعامل أمان ٢,٠٠ .

٧ - مجموعة خوازيق طافية Float-ing Piles مكونة من ١٣ خازوقاً ومرتبة كما في شكل (٧٢) وتخترق قطاع التربة المبين بالشكل . احسب قدرة تحمل المجموعة القصوى والمسموح بها لمعامل أمان ٢,٠٠ للتحمل بحيث لا يزيد الهبوط للمجموعة عن ٢٠ سم . قطر الخازوق ٣٥ سم والخوازيق خرسانية مسلحة مصبوبة في مكانها . أطوال الخوازيق من قاع الوسادة ١٨,٠٠ متراً .



شكل (٧٢) مثال ٧

عمق الوسادة ١,٠٠ متر من سطح الأرض . تقسيط الخوازيق ١,٠٠ متر من المحور إلى المحور .

٨ - أوجد التقسيط المناسب لمجموعة مكونة من ٩ خوازيق سابقة التجهيز وذات قطاع مثمن قطر الدائرة المماسة الداخلية للخازوق ٣٥ سم لتعطي قدرة تحمل للمجموعة مساوية لقدرة تحمل الخوازيق المفردة . الخوازيق ذات طول مقداره ١٣,٥٠ متراً وتخترق نفس قطاع التربة الموضح بشكل (٧٢) باستثناء وجود طبقة رملية كثيفة وحدة أوزانها المعومة ١,٠٠ طن / م^{٣} وزاوية احتكاكها الداخلي ٣٥° وتمتد من منسوب (٧,٠٠ إلى ٨,٤٠) . منسوب الوسادة ١,٥٠ أسفل سطح الأرض والخوازيق مرتبة في ثلاث صفوف (ثلاث خوازيق في الصف) .

Ex. 2 - 1

Given:

Pile Design Load = 50 t , Pile Length = 17.5 m

Let pile cross section is a square $b \times b$ Cm

$$A_{req} = \frac{50000}{40[1+m(A_s/A_c)]}$$

Let $\ell/b > 40$ $\therefore A_s/A_c = 2\%$

$$A_{req} = \frac{50000}{(1.3)(40)} = 961.54 \text{ Cm}^2$$

$\therefore b = 31$ Cm

Consider pile 40 X 40 Cm (to allow for concrete cover).

A_s = 12 ϕ 19

Check for handling and rising stresses;

Pile Wt = 0.4 X 0.4 X 1.0 X 2.5 = 0.4 t/m'

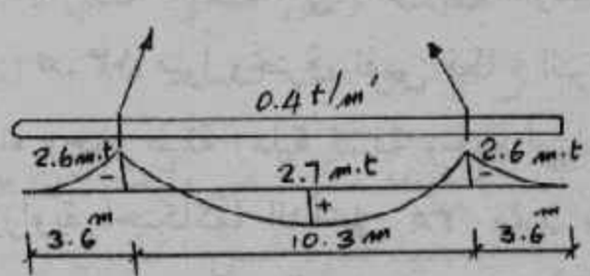
a- Handling:

M_{max} = 2.7 m.t

$$d = 0.28\sqrt{\frac{2.7 \times 10^5}{40}}$$

= 23 Cm < 36

O.K.



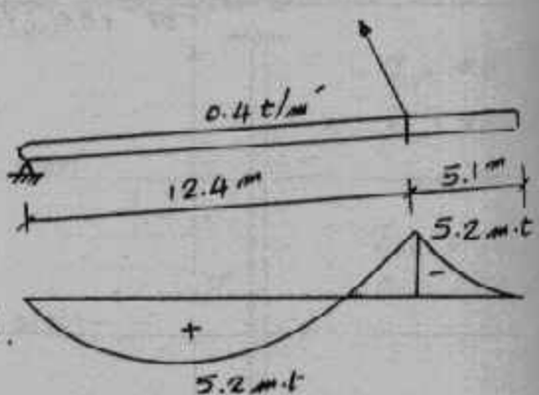
Handling Moment

Ex. 2-1

$$A_s = \frac{270000}{0.87 \times 36 \times 400} = 6.16 \text{ Cm}^2 \qquad 3\phi 19$$

b - Rising:

Since this is a very temporary case of Loading, allowable stresses may be increased by 25%.



$$d = \frac{1}{1.25}\left[0.28\sqrt{\frac{5.2 \times 10^5}{40}}\right] \qquad \text{Rising Moment}$$

$$= 25.54 \text{ Cm} \quad < 36 \quad \text{O.K.}$$

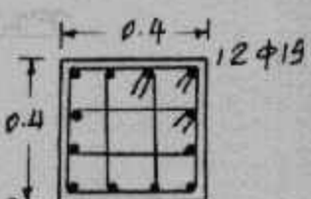
$$A_s = \frac{5.2 \times 10^5}{0.84 \times 1.25 \times 1400 \times 36} = 9.5 \text{ Cm}^2 \qquad 4\phi 19$$

∴ Use 4 φ19 each side (12 φ19)

Stirrups; Stirr. Length = 8 × 32 = 256 Cm

Use φ6 mm

∴ Vol. of one layer = 72.4 Cm³



For Top and Bottom 1.25 ms use stirr. of vol. 0.6% V_c

$$V_c = 40 \times 40 \times 100 = 16 \times 10^4 \text{ Cm}^3/\text{m}'$$

$$\therefore \text{No of layers /m}' = \left(\frac{0.6}{100} \times 16 \times 10^4\right)/72.4 = 13.26$$

∴ Use stirr. at 7 Cm for top & Bottom.

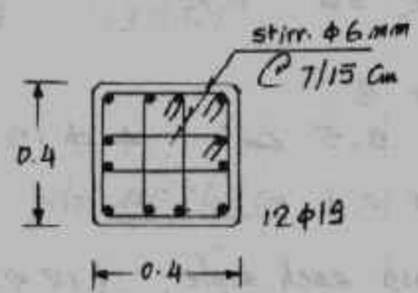
Ex. 2-1

For the rest of the pile $V_{stirr.} = 0.25\%\ A_c$

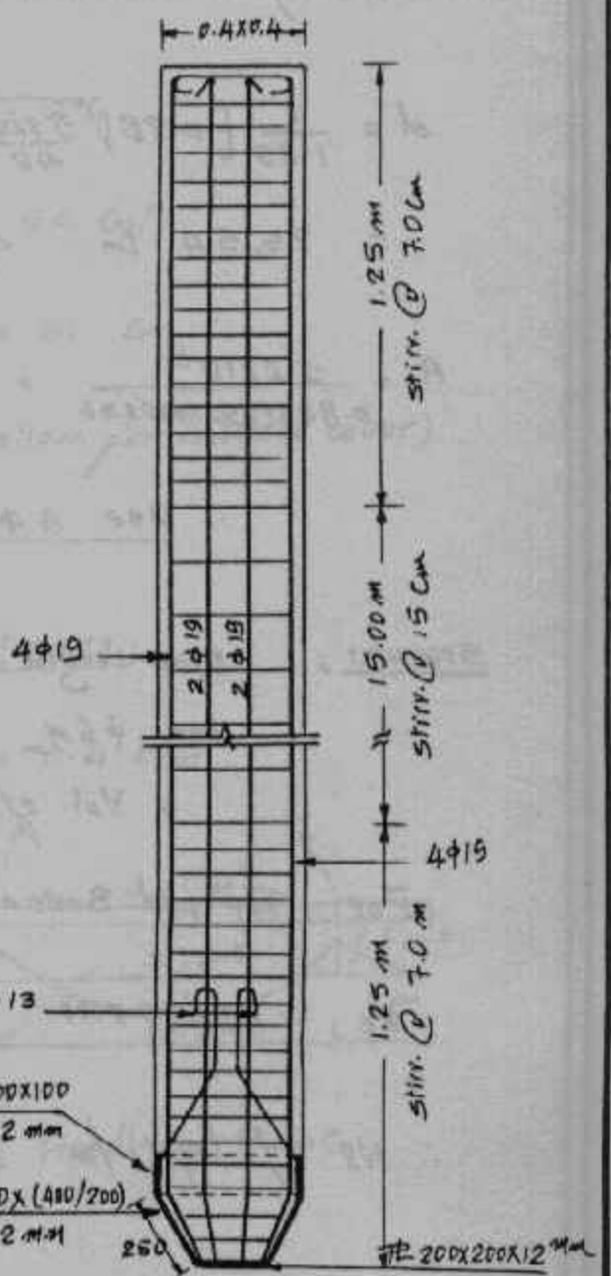
$$\therefore \text{Spacing} = \frac{0.6}{0.25} \times 7.0 = 16.8 \text{ Cm}$$

Taken 15 Cm

Details;



PILE CROSS SEC.



PRE-CAST R.C. PILE

Ex. 2-2

$Q_u = Q_p + Q_s$

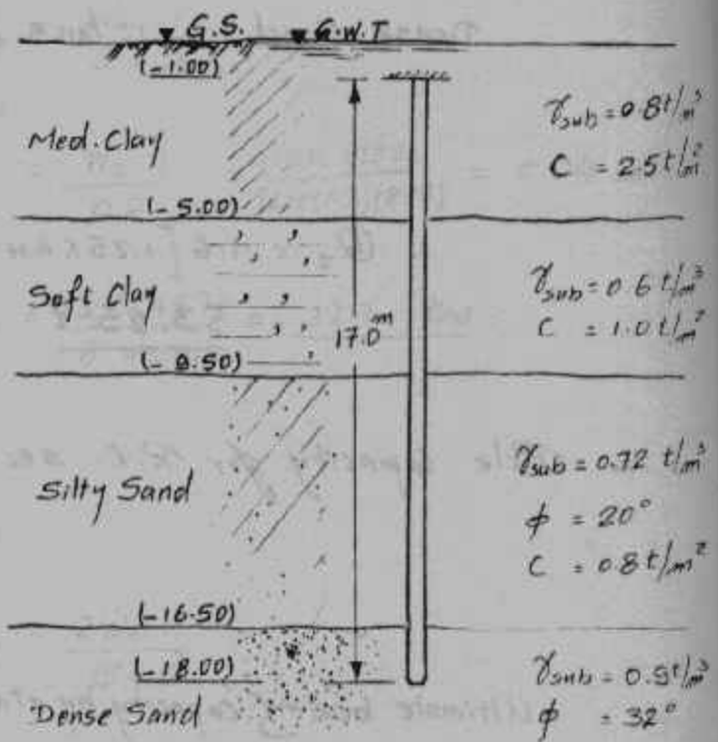
- $Q_p = A_p \bar{P} N_q$

$\bar{P} = \Sigma \gamma z$

$= 0.8 \times 5.0 + 0.6 \times 4.5$

$+ 0.72 \times 7.0 + 0.9 \times 15$

$= 13.09 \ t/m^2$



For $\phi = 32°$ using Figure (59) for drivin piles, $N_q = 130$

$\therefore Q_p = (0.4)^2 (13.09)(130) = \underline{272.3 \ ton}$

- $Q_s = \square \Sigma f . z$

$\square = 4 \times 0.4 = 1.6 \ m$

Med. clay $C_{a_1} = \frac{1}{2} C_1 = 1.25 \ t/m^2$ $\therefore f_1 = 1.25 \ t/m^2$

Soft clay $C_{a_2} = C_2 = 1.0 \ t/m^2$ $\therefore f_2 = 1.0 \ t/m^2$

Silty sand $C_{a_3} = C_3 = 0.8 \ t/m^2$

$\sigma \tan \delta = [(0.8 \times 5 + 0.6 \times 4.5 + 0.72 \times 3.5) \overset{K_h}{\downarrow} 0.5] \tan(0.8 \times 20°)$

$= 1.322 \ t/m^2$ $\therefore f_3 = 2.122 \ t/m^2$

Ex. 2-2

Dense Sand $\quad \sigma \tan\delta = 12.415 \times 1.0 \overset{K_h}{\tan}(0.8 \times 32°)$

$= 5.95 \ t/m^2$

$\therefore Q_s = 1.6 [1.25 \times 4.0 + 1.0 \times 4.5 + 2.122 \times 7.0 + 5.95 \times 1.5]$

$= \underline{53.25 \ t}$

- Pile capacity for R.C. section $= 40 [1600 + 15 \times 34]$

$= 84.4 \ ton$

Ultimate bearing capacity by static analysis $= 272.3 + 53.25$

$= \underline{\underline{325.55 \ ton}}$

$\therefore$ Actual factor of safety $= \frac{325.55}{84.4}$

$= \underline{3.86}$

- If the pile should be used for design load of 50 ton, the factor of safety $= 325.55/50$

$= \underline{6.51}$

Ex. 2-3

Danish formula ; $Q_{dy} = \frac{W_h \cdot H}{S + S_e}$

$$S_e = \frac{W_h \cdot L}{AE} = \frac{(1.0)(1700)}{1600(1.3)(200)} = 0.04 \text{ mm}$$

$$Q_{dy} = \frac{(3.0)(457)}{6 + 0.04} = \underline{227 \text{ ton}}$$

Engineering News Formula ;

$$Q_{dy} = \frac{2 W_h \cdot H}{S + C}$$

$$= \frac{2(3.0)(1.5)}{(6/25.4) + 0.1} = 26.8 \text{ ton}$$

Boston Building Code formula ;

$$Q_{dy} = \frac{1.7 W_h \cdot H}{S + 0.1 W_p / W_h}$$

$$= \frac{1.7(3000/0.454)(1.5)}{(6.0/25.4) + 0.1\frac{0.4 \times 17}{3.0}} = 36.4 \text{ Kips}$$

(one Kip = 1000 lb)

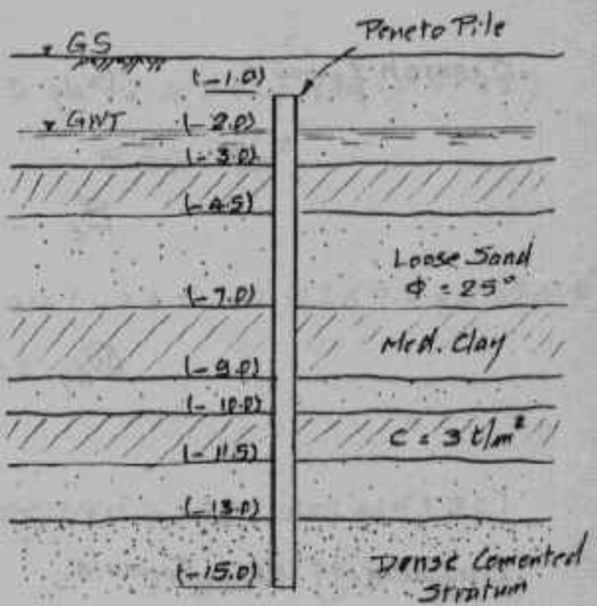
Comment ;

Only the Danish formula is in agree with static analysis.

Ex. 2-4

This is a point-bearing pile. Bearing level is 3 b in the bearing stratum.

∴ Bearing level is (-15.0)



Static Formula;

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = A_p \cdot \bar{P} \cdot N_q$$

$$\bar{P} = 2\times1.7 + 1\times0.7 + 1.5\times0.8 + 2.5\times0.7 + 2\times0.8 + 1\times0.7 + 1.5\times0.8 + 1.5\times0.7 + 2\times1.0 = 13.6\ t/m^2$$

$$Q_p = \frac{\pi}{4}(0.6)^2 \times 13.6 \times 251 = \underline{965.2\ ton}$$

Let pile cap at depth of 1.0 m from G.S.

$$Q_s = \pi(0.6)\sum f \cdot z$$

For clayey layers $f = \frac{1}{2}C = 1.5\ t/m^2$

For Loose Sand $K_h = 0.5$ $\tan\delta = \tan(0.9\times25) = 0.4142$

For Dense Cemented Sand $K_h = 1.0$, $\tan\delta = \tan(0.9\times35) = 0.613$

$$\therefore Q_s = \pi(0.6)\left[5\times1.5 + 0.207\left(1\times2.55 + 1\times3.75 + 2.5\times6.175 + 1\times9.0 + 1.5\times11.075\right) + 0.613\times2\times12.6\right] = \underline{60.16\ ton}$$

EX. 2-4

$$\therefore Q_u = 965.2 + 60.16 = 1025.36 \text{ ton}$$

$$\& \quad Q_{all} = \frac{1025.36}{3} = 341.79 \text{ ton}$$

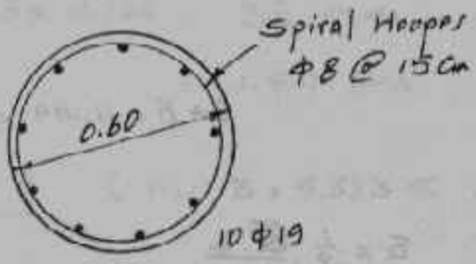
Concrete Section;

Let $A_s = 1.0\% A_c$ & $f_c = 45 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore P_{pile} = 45(1.15)\left(\frac{\pi}{4}\right)(60)^2/1000$$

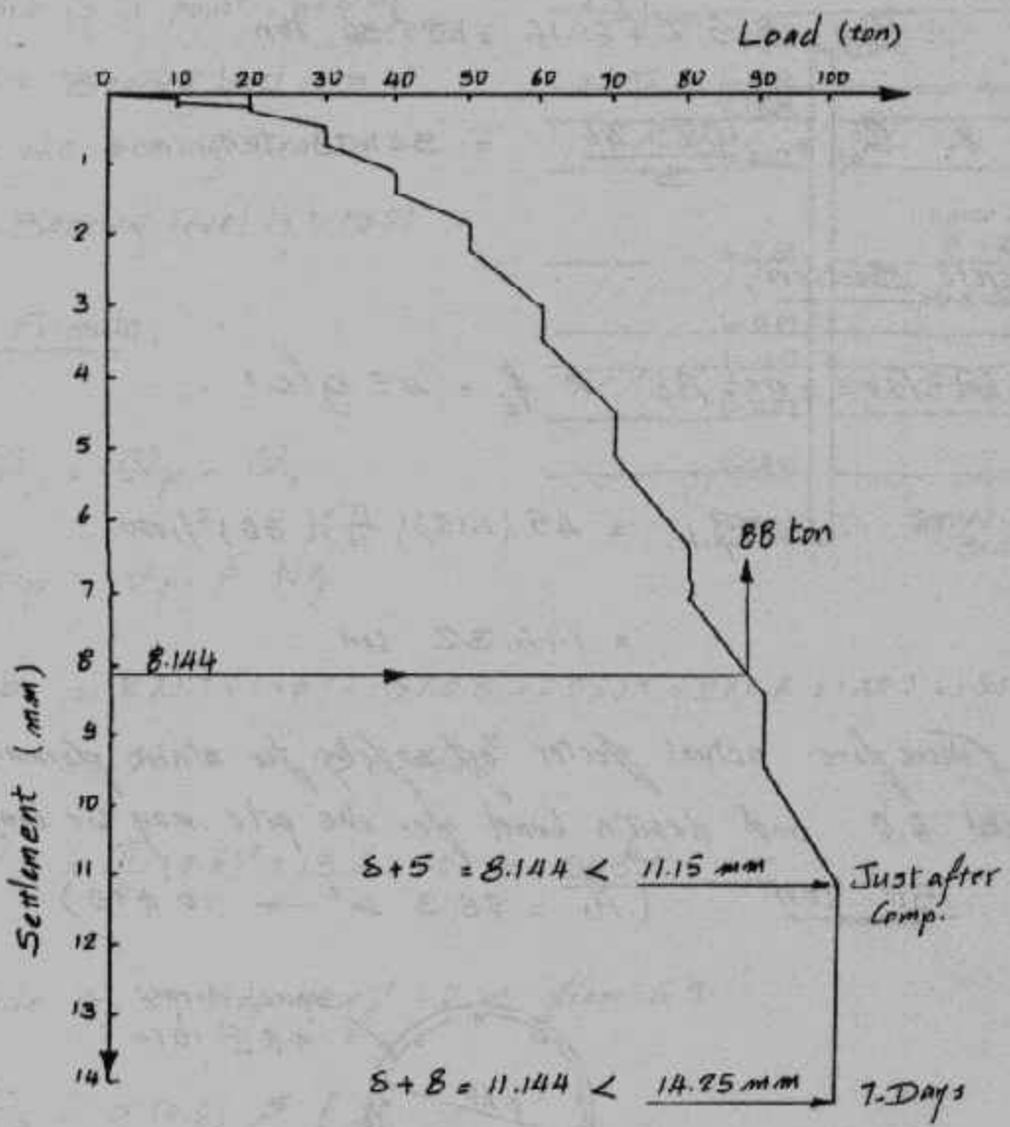
$$= 146.32 \text{ ton}$$

Therefore actual factor of safety for static formula will exceed 6.0 and design Load for the pile may be considered as 150 ton ($A_s = 28.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\,\phi 19$)



Pile Cross Sec.

Ex. 2-5



$$\delta = \frac{1}{2}\frac{Q.L}{AE}$$

$$= \frac{1}{2}\frac{100(20000)}{\frac{\pi(45)^2}{4}(200)} = 3.144 \text{ mm}$$

$$\therefore \delta+5 = 8.144 \text{ mm}$$

$$\& \quad \delta+8 = 11.144 \text{ mm}$$

From Graph, the test is a failure under the test Load. The test

Ex. 2-5

should be repeated. As an approximation the test load to fulfil the requirement is 88 ton (From the plot)

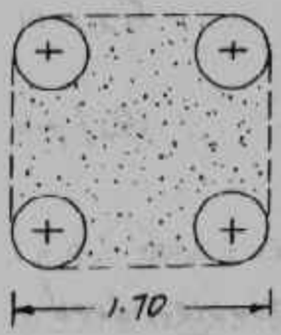
For school ; pile load = $\frac{\text{Test Load}}{2} \cong 45$ ton

For ordinary buildings ; pile load = $\frac{2}{3}$ Test load $\cong$ 60 ton

Pile Group Settlement;

Group Width = 1.25 + 0.45 = 1.70 m

= 5.583 ft.



From Figure (70) $\frac{S_g}{S_p} = 3.5$

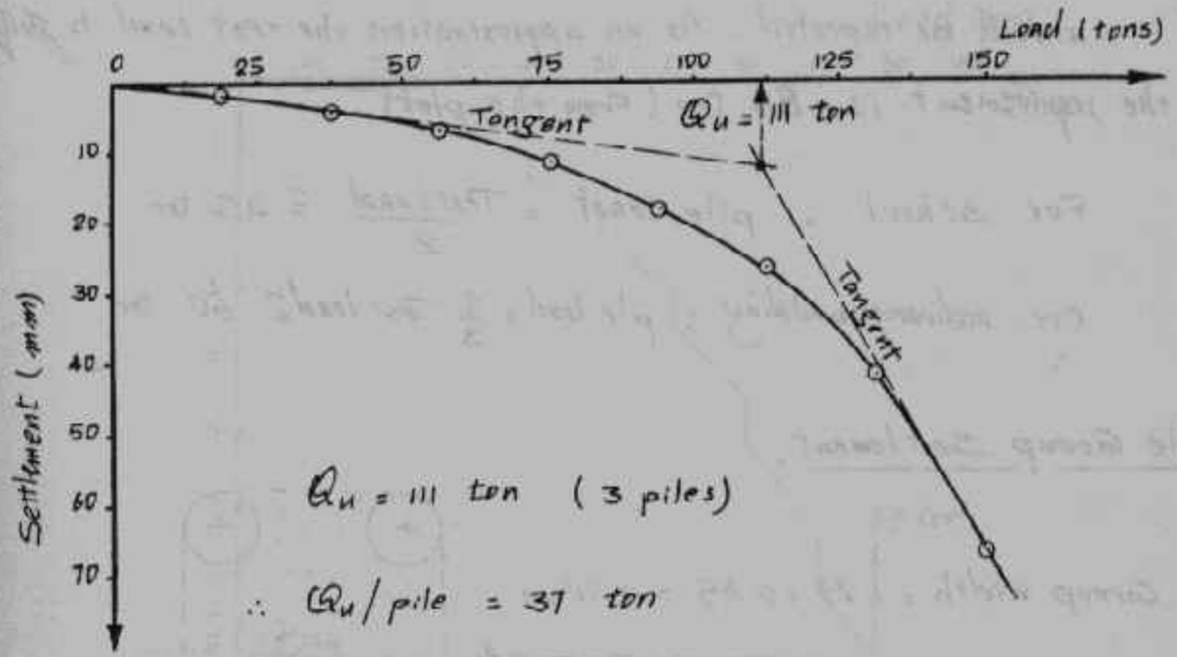
$\therefore S_g = 3.5 \times 11.144 = 39$ m/m

$= 1.54$ inch

$\therefore F_s \cong 1.5$ (For B = 5.583 & S = 1.54)

* The factor of safety for the group based on pile load of 88t. For design load of 45 or 60 tons the factor of safety will improve for the group.

Ex. 2-6

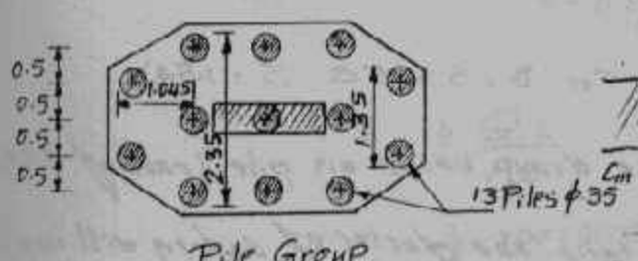


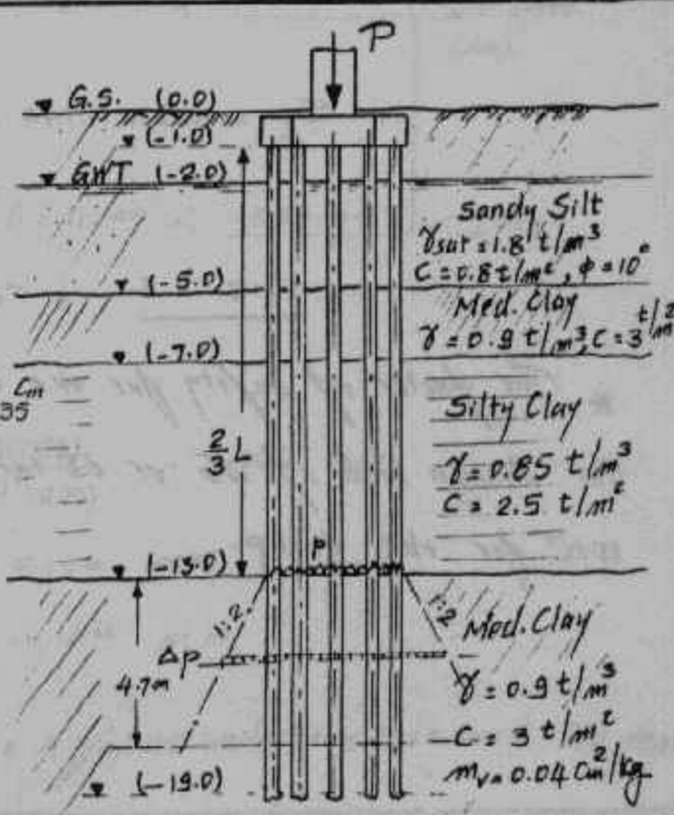
Q_u = 111 ton (3 piles)

$\therefore$ Q_u / pile = 37 ton

Design Load $= 37/F_s = 37/2 =$ <u>18.5 ton</u>

Ex. 2-7





Ex. 2-7

Single Pile Capacity :

Concrete Section $P_p = \frac{45(1.15)(\frac{\pi}{4})(35)^2}{1000} = 49.8$ ton

Static Analysis (Single Pile Failure);

$$Q_p = A_p (CN_c + \bar{P})$$

$$= \frac{\pi}{4}(0.35)^2 [(3 \times 9.0) + (2\times1.8 + 3\times0.8 + 2\times0.9 + 6\times0.85 + 6\times0.9)]$$

$$= \underline{4.36 \text{ ton}}$$

$$Q_s = \pi(0.35) \Sigma f.z$$

Sandy silt layer , above GWT, $K_h = 0.5$ $\tan\delta = \tan(0.9\times10) = 0.158$

$$f = (1.5\times1.8\times0.5\times0.158) + (0.8)$$

$$= 1.0133 \ t/m^2$$

below GWT, $f = (2\times1.8 + 1.5\times0.8)(0.5\times0.158) + (0.8)$

$$= 1.1792 \ t/m^2$$

Silty clay $f = C_a = \frac{1}{2} C = 1.25 \ t/m^2$

Med. clay $f = C_a = \frac{1}{2} C = 1.50 \ t/m^2$

$$\therefore Q_s = \pi(0.35)[1\times1.0133 + 3\times1.1792 + 8\times1.5 + 6\times1.25]$$

$$= 26.45 \text{ ton}$$

$$\therefore Q_u = \underline{30.81 \text{ ton}}$$

$$\therefore Q_{u_5} = 13\times30.81 = \underline{400.53 \text{ ton}}$$

Ex. 2-7

Group Failure;

$$Q_{ug} = Q_{pg} + Q_{sg}$$

$$Q_{pg} = A_{pg}\,(C \cdot N_c + \bar{P})$$

$$A_{pg} = (2.35 \times 2.0) + 2\left(\frac{2.35 + 1.35}{2} \times 1.045\right)$$
$$= 8.5665\ m^2$$

$$D/b = 19/2.35 = 8.1 \quad \therefore N_c = 9.0$$

$$Q_{pg} = 8.5665\,(3 \times 9 + 18.3)$$
$$= 388.06\ \text{ton}$$

$$Q_{sg} = (8 \times 1.0 + 2 \times 1.35)\left(\frac{26.45}{\pi(0.35)}\right)$$
$$= 257.39\ \text{ton}$$

$$\therefore Q_{ug} = \underline{645.45\ \text{ton}}$$

* Since single pile failure mode controls the capacity, then no need to consider sub-group failure mode.

Settlement Requirements;

* Load will be transfared to the soil at $\frac{2}{3}L$ i.e. at level (-13.00)
* Affected thickness of Med. Clay $= 2B = 4.7\ m$
* Area at mid. thickness level (-15.35) $= (4.7 \times 4.35) + 2\left(\frac{4.7 + 3.7}{2} \times 1.045\right)$
$= \underline{29.223\ m^2}$

Ex. 2-7

$S_s = \Delta p \cdot H \cdot m_v$

$20 = \Delta p (470)(0.04)$

$\therefore \Delta p = 1.064 \ kg/cm^2$

$= 10.64 \ t/m^2$

$\therefore P = \Delta p \cdot A_{(-15.35)} = (10.64)(29.223)$

$= \underline{311 \ ton}$

Summary :

For settlement $\neq 20$ cm	$P = 311$ ton
For single pile Failure	$P = 400$ ton
For concrete section	$P_p = 50$ ton

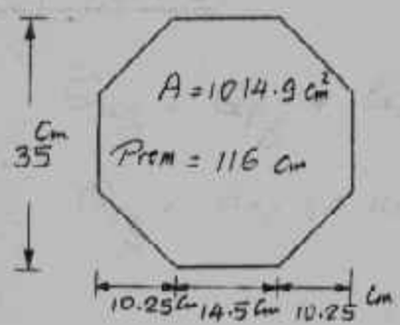
$\therefore$ Factor of safety for settlement control $= \frac{400}{311} = 1.286$

Factor of safety should not be less than 2.0

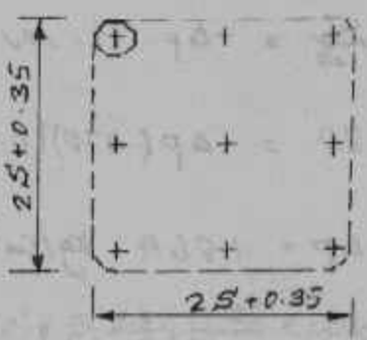
$\therefore P = \underline{200 \ ton}$

$S_{actual} = 20 \times \frac{200}{311} = \underline{12.86 \ cm}$

Ex. 2-8



Pile Cross Sec.



PLAN OF Pile Group

Single Pile Capacity :

$$Q_p = 0.10149\left[(3\times 9.0)+(2\times 1.8+3\times 0.8+2\times 0.9+1.4\times 1.0+4.6\times 0.85+2\times 0.9)\right]$$

$$= 4.25 \text{ ton}$$

$$Q_s = 1.16\left[0.5\times 1.04885+3\times 14.792+4\times 1.5+4.6\times 1.25+1.4\times 5.209\right]$$

$$= 26.80 \text{ ton}$$

$$\therefore Q_u = 31.05 \text{ ton}$$

$$\therefore Q_{ug} = \underline{279.45 \text{ ton}}$$

Group Failure ;

$$Q_{"S} = (2S+0.35)^2(14.91) + 4(2S+0.35)(23.1)$$

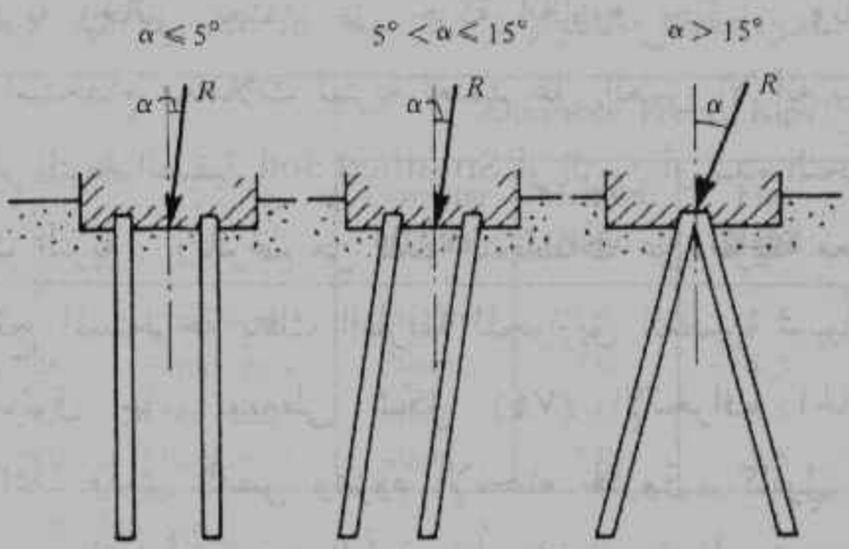
$$= 4S^2 + 1.4S + 0.1225 + 184.8S + 32.34$$

$$= 279.45$$

$$\therefore \underline{S = 1.336 \text{ m}}$$

الخوازيق المحملة جانبياً Laterally Loaded Piles :

الخوازيق عادة ما تكون رأسية أو مائلة ميلاً صغيراً مع الرأسي . وحيث أن الخوازيق أعضاء انشائية نحيفة فلا يجوز تعريضها لأحمال جانبية عالية . واستعمال خوازيق مائلة Batter Piles لمقاومة الأحمال الجانبية يكون أكثر اقتصاداً من تعريض خوازيق رأسية لتلك الأحمال . وقد أعطى بريزنتسيف Beresantsev (١٩٦١) التوصيات التالية لإستخدام الخوازيق مع الأحمال الجانبية (شكل ٧٣) :



شكل (٧٣) نقل الحمل الجانبي للتربة بواسطة الخوازيق

- في حالة نقص ∝ عن خمس درجات يكون استخدام الخوازيق الرأسية ممكناً .

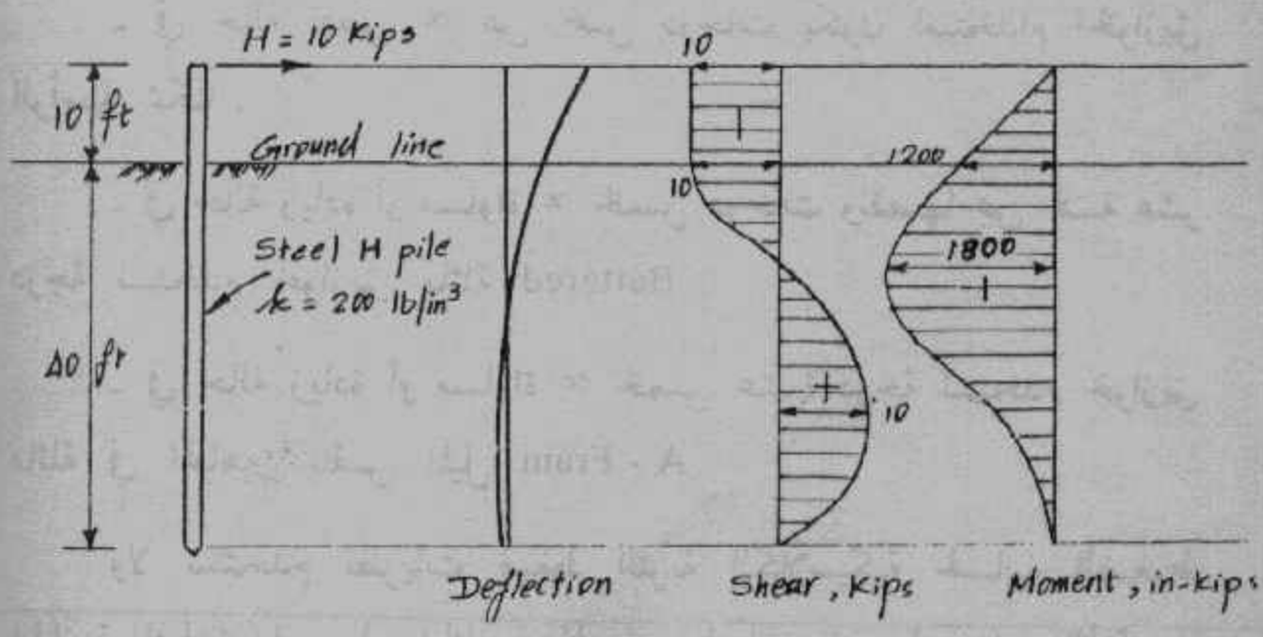
- في حالة زيادة أو مساواة ∝ لخمس درجات ونقصها عن خمسة عشر درجة تستخدم خوازيق مائلة Battered .

- في حالة زيادة أو مساواة ∝ لخمس عشرة درجة تستخدم خوازيق مائلة في اتجاهين بنفس الميل A - Fram .

ولا تستخدم نظريات ضغط التربة الكلاسيكية لحساب الضغوط الجانبية المتولدة على سطح الخازوق المعرض لحمل جانبي لسببين : الأول هو

أن تلك النظريات تفترض تكون الضغط الإيجابي Active Pressure أو الضغط السلبي Passive Pressure وذلك لا يحدث في حالة الخازوق إلا عند الإنهيار التام . والثاني أن حالة الخازوق هي تكون ضغوط على المحاور الثلاث Three Dimensional بينما النظريات الكلاسيكية تطبق فقط للضغوط على مستوى Two Dimensional .

والحلول المعتمدة على معامل التربة Soil Modulus تعتبر تقريبية هي الأخرى لأنها (شأن الكمرات المرتكزة على أساس مرن) تعتمد على أن رد فعل التربة الجانبي يعتمد على حركة الخازوق جانبياً . وبالرغم أنه من الممكن استخدام معاملات للتربة تعتمد على العمق إلا أنه من غير الممكن أخذ تأثير التربة الطبقية Stratified Soil أو الزمن أو شدة التحميل في طريقة معاملات التربة . وبالرغم من تلك التحفظات على طريقة معامل التربة إلا أن النتائج المستخرجة بتلك الطريقة للخوازيق القصيرة نسبياً Rigid Piles تعتبر موثوق بها . ويعطي شكل (٧٤) الإنحراف الجانبي Lateral Deflection وقوى القص وعزوم الإنحناء لخازوق ـ كابولي - Cantilever Pile مُعرض لقوة أفقية عند الطرف الحُر كما قدمها بالمر وتومسون (١٩٤٨) Palmer and Thompson .



شكل (٧٤) خازوق كابولي معرض لقوة أفقية (بالمر وتومسون)

وبناءً على النتائج التجريبية والنظرية والخبرة الحقلية وضعت حلولاً في صورة منحنيات وجداول لتصميم الخوازيق المُعرضة لأحمال جانبية . وقد وضع ماكنلتي Mc Nulty قيم الأحمال المسموح بتعريض الخوازيق الرأسية لها في جدول (٩) . وقد وضعت القيم لخازوق مثبت Fixed وخازوق حُر Free عند الطرف العلوي وذلك لثلاث أنواع من التربة هي الرمل المتوسط والناعم والطين المتوسط . ومن الجدول يمكن ملاحظة أن الخازوق الخرساني المسلح ذا القطر ٤٠ سم يمكن أن يقاوم حملاً أفقياً يزيد قليلاً عن ٣ أطنان .

جدول (٩) قدرة تحمل الخوازيق الرأسية للأحمال الأفقية (ماكنلتي)

Type of Pile		Allowable Force, Kips(*)			
		Diameter of pile	Medium Sand	Fine Sand	Medium Clay
Timber piles	Free end	30 cm	1.5	1.5	1.5
	Fixed end	30cm	5.0	4.5	4.0
Concrete piles	Free end	40cm	7.0	5.5	5.0
	Fixed end	40cm	7.0	5.5	5.0

(*) 1 Kip = 0.4536 ton

تصميم الخوازيق القصيرة تحت حمل جانبي :

الخوازيق القصيرة ($l/d \leqslant 10$) يمكن اعتبارها أعمدة صلبة Rigid Columns مدفونة في وسط مرن . وبفرض علاقة خطية بين شدة الحمل (كجم / سم أو طن / م) والحركة الأفقية للخازوق بالسم نحصل على علاقة لشدة الحمل p مع تحرك الخازوق الجانبي y :

$$p = k_h \cdot y \cdot d \qquad (30)$$

Where:

p = intensity of the horizontal Load (kg / cm),

k_h = cœfficient of horizontal subgrade reaction (kg / cm^3),

d = pile diameter (cm).

وقد أعطى زورابوف وبوجييف (١٩٤٩) Zurabov and Bugayeva قيم k_h لخازوق قصير (٧,٥٠ متر) لأنواع مختلفة من التربة . جدول (١٠) يعطي تلك القيم .

جدول (١٠)

قيم معاملات الضغط الجانبي لخازوققصير (زورابوف وبوجييف)

Soil Type	Range for k_h kg / cm^3
Silty fine sand	8.5 – 10.0
Medium sand	8.5 – 13.0
Soft medium clay	10.0 – 14.3
Dense sand and clay	43.0 – 57.0

ويعطي شكل (٧٥) خازوق صَلب Rigid Pile مُعرض لحمل أفقي وعزم انحناء في نفس المستوى . الحركة الجانبية تعطي كدالة في العمق :

$$y = y_0 - \propto Z \quad \ldots\ldots (31)$$

حيث قيمتا y_0 ، $\propto$ ما زالتا مجهولتان . وبفرض تغير خطي لمعامل رد فعل التربة الأفقي Horizontal Subgrade Reaction بدلالة العمق Z حيث ($K = CZ$) فإن شدة الحمل p تعطي من العلاقة :

$$p = CZy_0 - CZ^2y_0 / Z_0 \quad \ldots\ldots (32)$$

ويعطي القص والعزم من المعادلتان التاليتان :

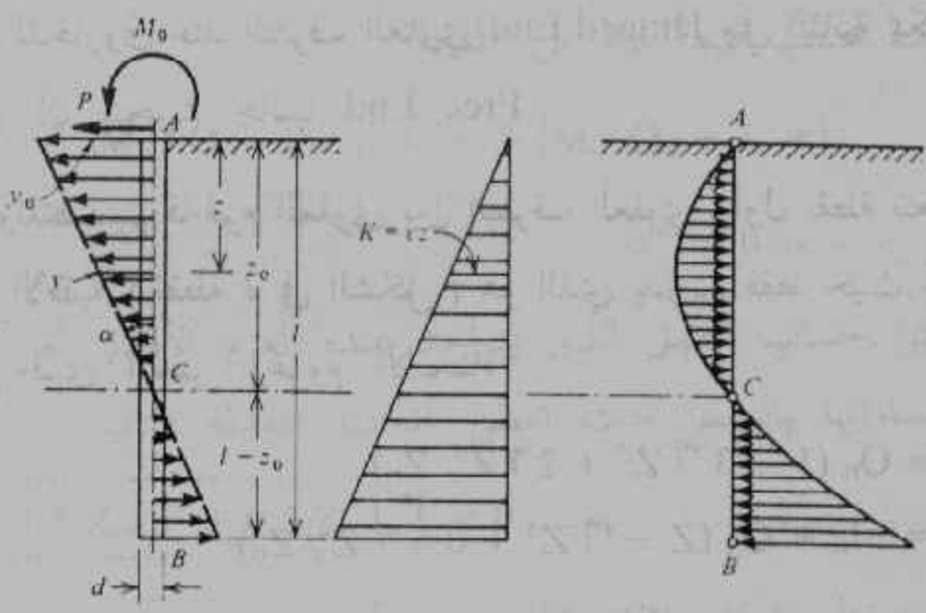
$$Q_Z = Q_0 - K_b\, y_0 Z^2 / (2l) + K_b \propto Z^3 / (3\, l) \quad \ldots\ldots (33)$$

$$M_Z = M_0 + Q_0\, Z - K_b y_0\, Z^3 / (6\, l) + K_b \propto Z^4\, (12\, l) \quad \ldots\ldots (34)$$

وبتطبيق حالة الأطراف Boundary Conditions :

at $Z = l$, $M = 0$ and $Q = 0$

at $Z = 0$, $M = M_0$ and $Q = Q_0$



شكل (٧٥) اتزان خازوق قصير صلب

يمكن الحصول على قيم y_0 ، $\propto$ حيث :

$$y_0 = 24\,(M_0 + 0.75\,Q_0 l) / (K_h \cdot l^2) \quad \ldots\ldots (35)$$

$$\propto = 12\,(3M_0 / l + 2Q_0) / (K_h \cdot l^2) \quad \ldots\ldots (36)$$

ويلاحظ هنا أن وحدات K_h هي قوة / طول مربع .

وبمعلومية y_0 ، $\propto$ يمكن حساب القيم القصوى للقص والعزم من معادلتي (٣٣) ، (٣٤) لتصميم القطاعات اللازمة لمقاومة تلك القيم القصوى .

تصميم الخوازيق الطويلة المعرضة لقوى جانبية :

للخوازيق الطويلة ($l/d > 20$) يمكن استخدام الطريقة التي وضعها سنيتكو (١٩٦٣) Snitko والتي تعتبر الخازوق ممتد إلى ما لا نهاية وأنه مسنود ببايات مرنة Elasticlly Supported . وتحسب الحركة الجانبية (الأفقية) باستخدام معامل رد فعل التربة Cœfficient of Subgrade Reaction . ويعطي شكل (٧٦) الحركة الجانبية لحالتين الأولى لا يسمح فيها بالحركة

الجانبية للخازوق عند الطرف العلوي Hinged End وفي الثانية يمكن للطرف العلوي أن يتحرك جانبياً Free End .

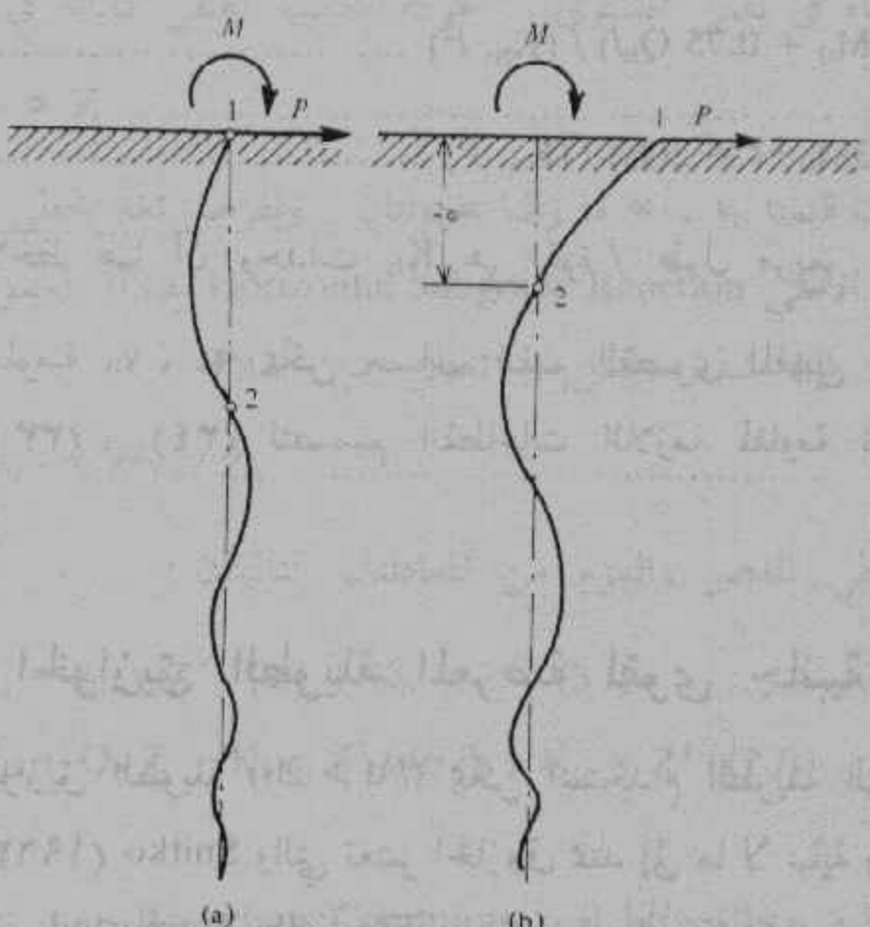
وللتصميم فالجزء العلوي بين الطرف العلوي وأول نقطة تنعدم عندها الحركة الأفقية (نقطة 2 في الشكل) هو الذي يدرس فقط حيث تحسب قيم وتوزيع قوى القص وعزوم الإنحناء .

$$O_Z = O_0 (1 - 3\eta Z^2 + 2\eta Z^3/ Z_0) \quad \text{..... (37)}$$

$$M_Z = M_0 + O_0 (Z - \eta Z^3 + 0.5\eta Z^4/ Z_0) \quad \text{..... (38)}$$

Where:

$$\eta = \alpha^2 / (\alpha^2 Z^2_0 - 3), \text{ and } \alpha = \sqrt[4]{K.D/ 4EI} \quad \text{..... (39)}$$



Deflections of long embedded poles. (a) Fixed-end case; (b) free-end case.

شكل (٧٦) الإنحراف الجانبي للخوازيق الطويلة

حيث تحسب قيمة Z_0 من المعادلة :

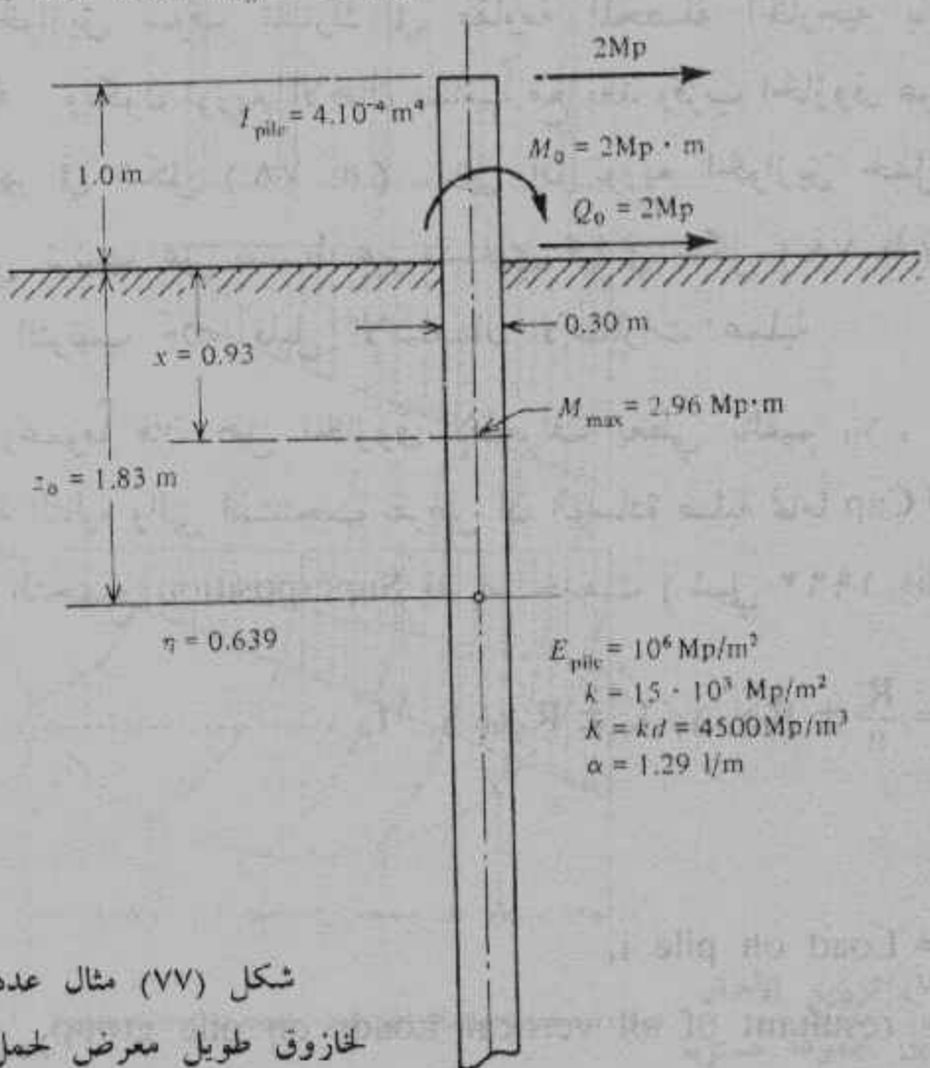
$$Z'^3_0 + 2Z'^2_0 M_0 / Q_0 - 6Z_0 / \alpha^2 - 6 (M_0 / Q_0 + 1/\alpha) / \alpha^2 = 0 \quad \ldots\ldots (40)$$

ويمكن حساب العمق الذي يتواجد عنده العزم الأقصى من معادلة القص ومساواتها بالصفر حيث تعطي المعادلة المعدلة التالية :

$$Z'^3 - 1.5\, Z_0 Z'^2 + 0.5\, Z_0 / \eta = 0 \quad \ldots\ldots (41)$$

هذا ويعطي شكل (٧٧) مثال عددي لخازوق طويل حُر ومعرض لقوة أفقية عند الطرف الكابولي والذي ينتقل عن سطح الأرض في صورة قوة أفقية وعزم :

$Q_0 = 2$ ton and $M_0 = 2$ t.m



شكل (٧٧) مثال عددي
لخازوق طويل معرض لحمل أفقي

ويلاحظ أن العزم الأقصى قد تواجد تقريباً عند منتصف الطول المدروس . والقيم المدونة على الشكل للثوابت η ، α قد تم حسابها من المعادلة (٣٩) بعد حساب Z_0 من المعادلة (٤٠) .

توزيع حمل العامود على خوازيق الأساس :

تعتبر الوسائد Pile Caps والتي تشيد من الخرسانة المسلحة جسماً صلباً . والوسادة هي حلقة الوصل بين العامود (أو الأعمدة) والخوازيق . وفي حالة تطابق محصلة القوى المنقولة إلى الخوازيق مع مركز ثقل مجموعة الخوازيق فإن الخوازيق في تلك الحالة ينتقل إلى كل منها حملاً متساوياً وقيمة هذا الحمل هو المحصلة مقسومة على عدد خوازيق المجموعة . على أنه إذا كان حمل العامود مصحوباً بعزم أو منحرفاً عن مركز ثقل مجموعة الخوازيق فإن الخوازيق سوف تشارك في مقاومة المحصلة الخارجية بأنصبة غير متساوية . ويكون توزيع الأحمال متناسباً مع بعد وقرب الخازوق عن المحصلة كما يظهر في شكل (٧٨ـ a) . على أن توزيع الخوازيق لحمل متساوي يستدعي ترتيبها على تقسيط غير متساوي كما في شكل (٧٨ـ b) وإن كان اختيار الترتيب «b» قليل الإستعمال لاعتبارات عملية .

وعموماً فإن حمل الخازوق لإنحراف يعطي بالقيم y_0 ، x_0 يعطي بالمعادلة التالية والتي استنتجت بفرض أن الوسادة صلبة تماماً Rigid Cap وأن طريقة التجميع Superposition قد استخدمت (شيلي ١٩٦٢ Chellis) :

$$R_{pi} = \frac{R}{n} \pm R.y_0.y_i / I_x \pm R.x_0.x_i / I_y \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (42)$$

Where:

R_{pi} = Load on pile i,

R = resultant of all vertical Loads on pile group,

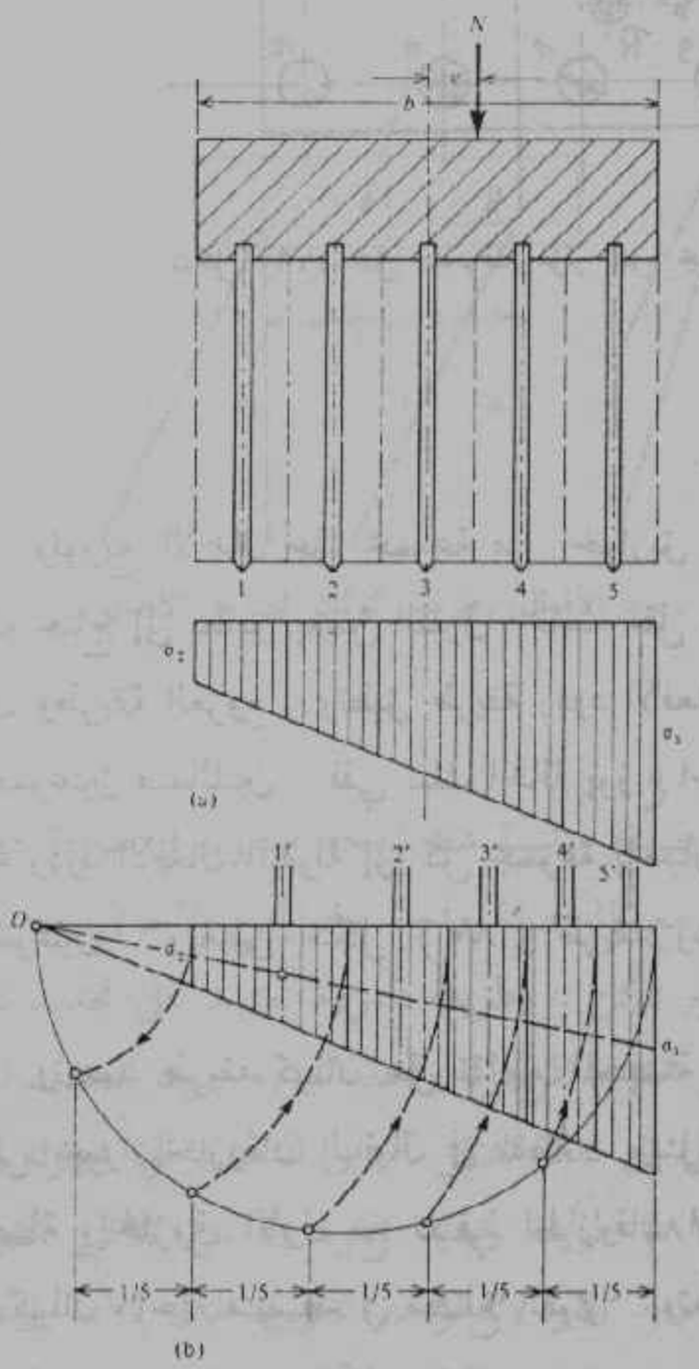
n = number of piles in the group,

x_0, y_0 = eccentricities about y and x axes,

x_i, y_i = distances from pile i to group center, and

I_x, I_y = moment of inertias of pile group about y and x axes respectively.

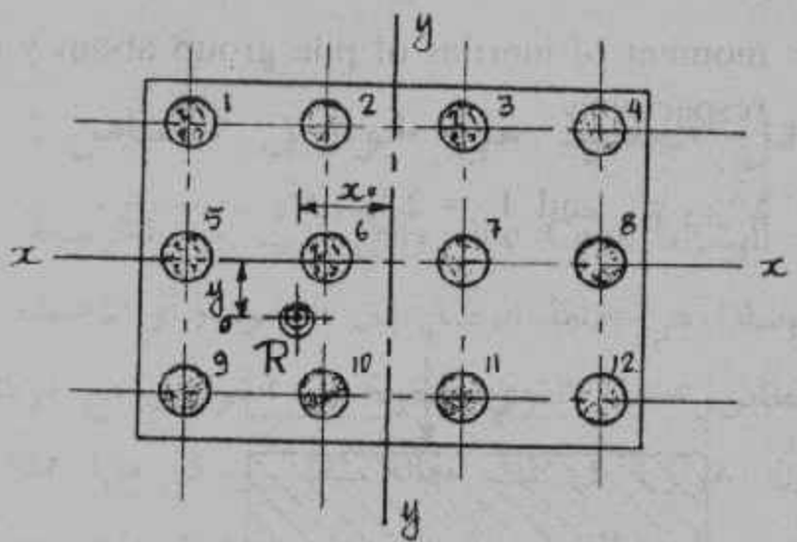
and $I_x = \Sigma^n_{j=1} y^2_j$ and $I_y = \Sigma^n_{j=1} x^2_j$ ..... (43)



Distribution of loads. (a) Equal displacement; (b) equal pile forces.

شكل (٧٨) توزيع الأحمال
على خوازيق مجموعة مستوية

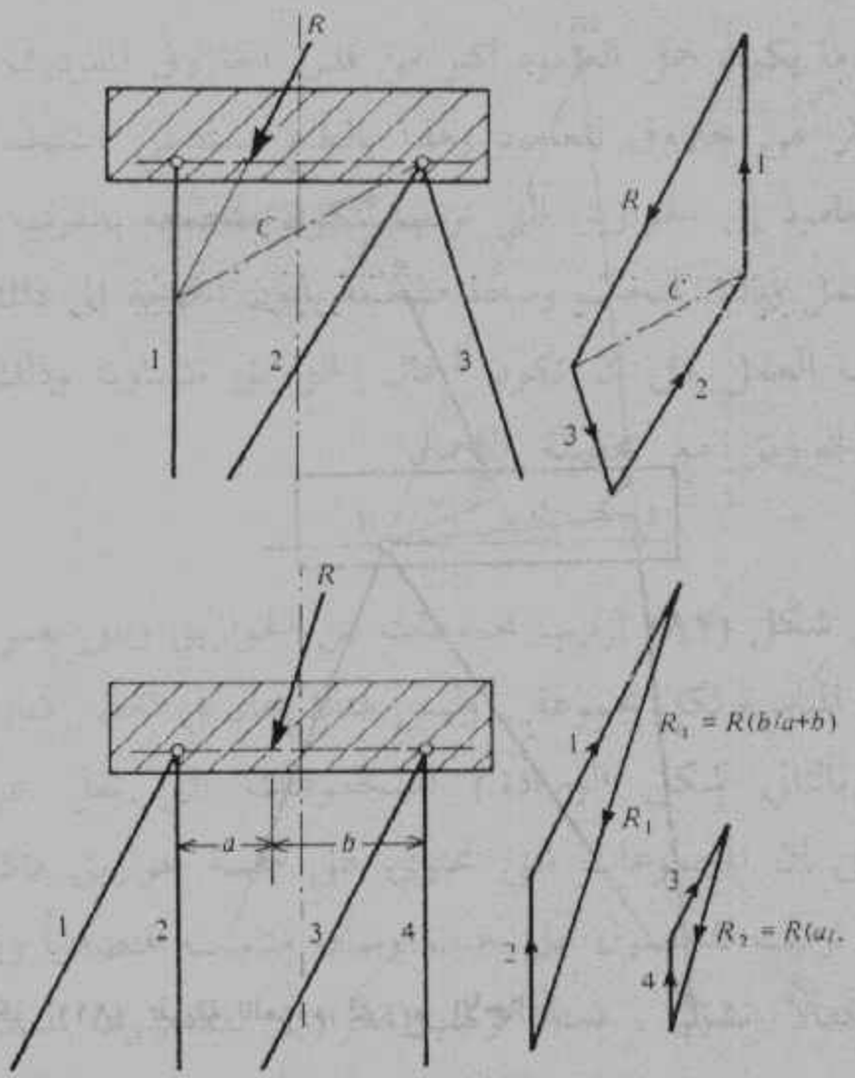
ويعطي شكل (٧٩) مجموعة خوازيق معرضة لحمل منحرف عن مركزها بالقيم y_0 ، x_0 .



شكل (٧٩) حمل منحرف مؤثر على مجموعة خوازيق

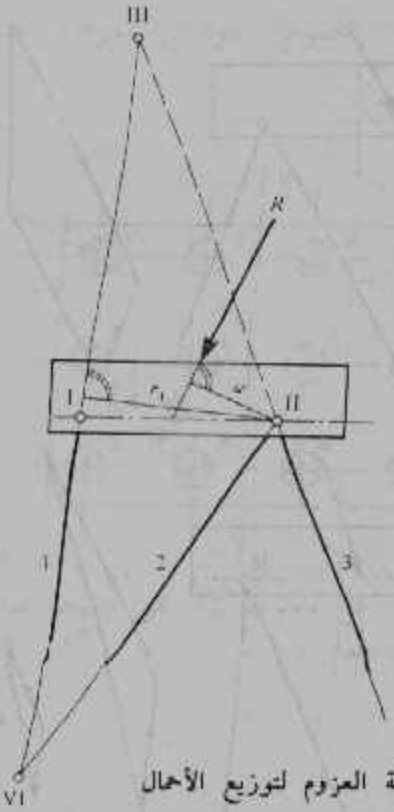
وتوزيع الأحمال على مجموعة من الخوازيق تحتوي على خوازيق رأسية ومائلة يحتاج إلى تطبيق بعض الطرق الخاصة مثل طريقة ردود الأفعال وطريقة كولمان وطريقة العزوم . وتطبق طريقة ردود الأفعال في حالة تواجد الخوازيق في مجموعتين متماثلتين . ففي تلك الحالة يوزع الحمل المؤثر على المجموعتين بنسبة ردود الأفعال المنقولة إلى كل مجموعة باعتبار الوسادة كمرة مرتكزة على المجموعتين . ويعطي شكل (٨٠) طريقة ردود الأفعال .

وتعتمد طريقة كولمان على تقاطع المحصلة مع أحد الخوازيق على أن يتلاقى محوراً الخازوقان الباقيان في نقطة . ويمثل الخط الواصل بين تقاطع المحصلة والخازوق الأول مع تلاقي الخازوقان الباقيان خط كولمان . ويمثل خط كولمان مرحلة متوسطة في مضلع القوى . وتعتمد طريقة كولمان على حل بياني كما هو موضح بشكل (٨٠) .



شكل (٨٠) طريقة ردود الأفعال وطريقة كولمان لتوزيع الأحمال

وتعتبر طريقة العزوم طريقة مناسبة عند تواجد صعوبة في طريقة كولمان مثل توازي أحد الخوازيق مع المحصلة وأحد الخوازيق الأخرى مما يجعل الحصول على خط كولمان غير ممكن . وطريقة العزوم تعتمد على تحديد نقطة تلاقي خطي عمل قوتين من القوى المجهولة وأخذ العزوم حولها لتحديد القوة الثالثة المجهولة . ثم الإنتقال إلى نقطة تلاقي أخرى لتحديد قوة مجهولة ثانية وهكذا . ويعطي شكل (٨١) طريقة تحديد القوة P_1 من تلاقي القوتان P_2, P_3 عند نقطة II . ولتحديد القوة P_3 تؤخذ العزوم حول VI . ويكون تحديد القوة P_2 بعد ذلك من إتزان المركبات .



شكل (٨١) طريقة العزوم لتوزيع الأحمال

الوسائد Pile Caps :

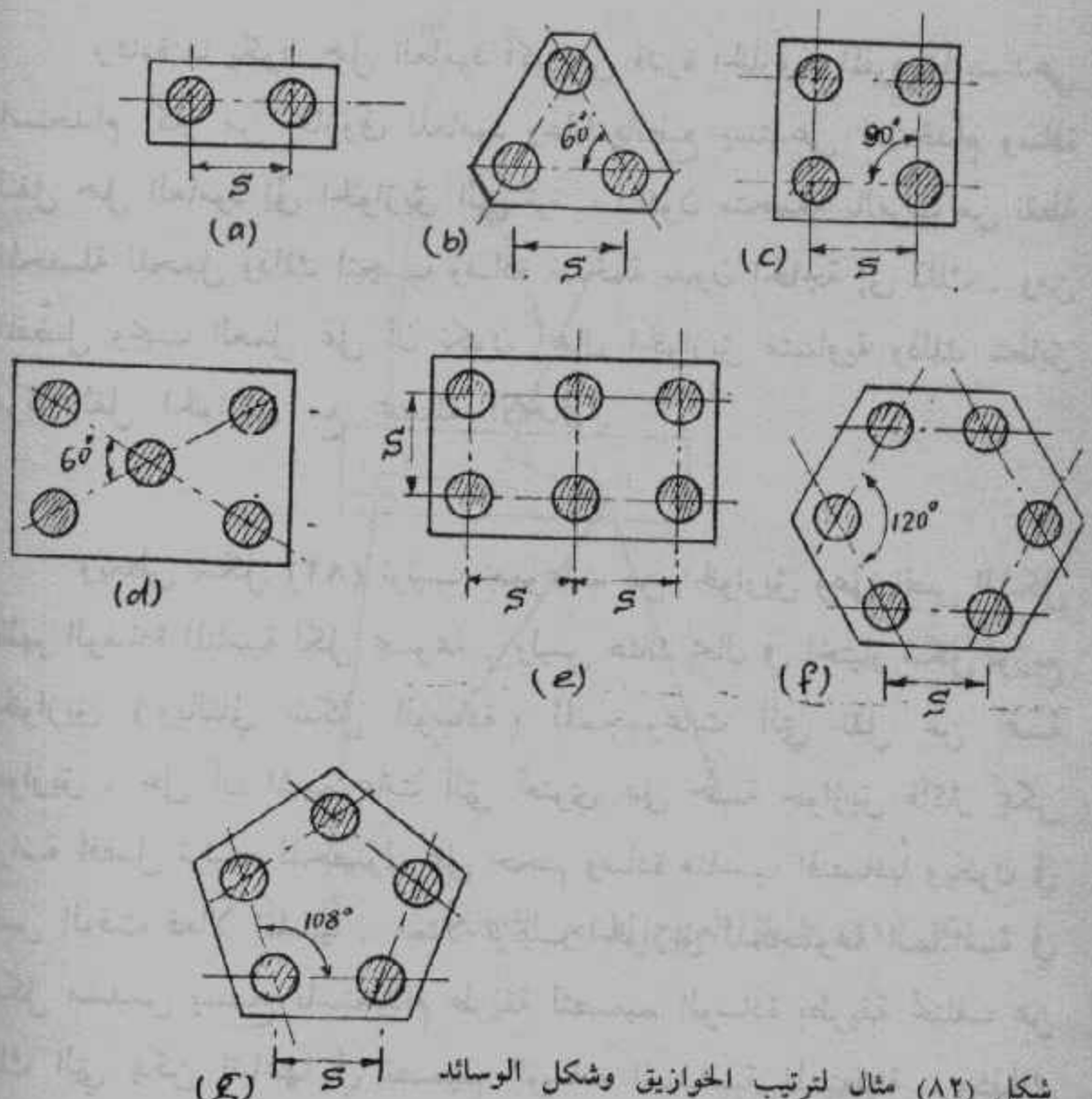
الوسائد Pile Caps :

الوسائد عبارة عن كتل خرسانية تصمم لنقل أحمال الأعمدة إلى الخوازيق . وتمتد الخوازيق إلى داخل الوسائد لتمام تثبيت الخوازيق في الوسائد ولضمان نقل الحمل إلى الخازوق . وبذلك تكون الوسادة نوعاً خاصاً من القواعد Footing حيث يؤثر عليها من أعلى حمل العامود وتعطي الخوازيق رد الفعل الذي يكون مركزاً في نقط اتصال الخوازيق بالوسادة وليس للتربة بين الخوازيق أي اعتبار في اتزان الوسادة حيث يفترض أن التربة تكون غير ملامسة تلامساً صلباً أو مرناً يسمح بتحمل أي جزء من حمل العامود . وبالطبع النسبة بين صلابة الخوازيق والتربة تبرر هذا الفرض بإهمال تأثير التربة تحت الوسائد كعضو مُحمل .

وعادة ما يكون حمل العامود أكبر من قدرة الخازوق المفرد مما يستدعي استخدام أكثر من خازوق للعامود وهذا بالطبع يستدعي استخدام وسادة لنقل حمل العامود إلى الخوازيق التي ترتب لتكون متجمعة بالقرب من نقطة المحصلة للحمل وذلك لتجنب وسادة ضخمة بدون الحاجة إلى ذلك . ومن المفضل ويجب العمل على أن تكون أحمال الخوازيق متساوية وذلك بتطابق مركز ثقل الخوازيق مع محصلة الأحمال .

ويعطي شكل (٨٢) ترتيب مجموعات من الخوازيق وعلى نفس الشكل تظهر الوسادة المناسبة لكل مجموعة . وليس هناك مجال في اختيار شكل توزيع الخوازيق (وبالتالي شكل الوسادة) للمجموعات التي تقل عن خمسة خوازيق . على أن المجموعات التي تحتوي على خمسة خوازيق فأكثر يمكن دراسة أفضل ترتيب للحصول على حجم وسادة مناسب اقتصادياً ويكون في نفس الوقت فعالاً انشائياً . فمثلاً ترتيب الخوازيق للمجموعة السداسية في شكل مسدس يسمح باستخدام طريقة لتصميم الوسادة بطريقة تختلف عن تلك التي يمكن اتباعها في تصميم الوسادة السداسية المستطيلة . وكذلك الحال للمجموعة الخماسية .

ويختار التقسيط S بين الخوازيق ليعطي أقل حجم ممكن عملياً للوسادة . ويكون الفيصل في اختياره عادة إمكانية التنفيذ عملياً (الدق والتكثيف الناتج عن قرب الخوازيق عادة ما يضع الحد الأدنى للتقسيط) وأيضاً تكون قدرة تحمل المجموعة ومقارنتها بقدرة تحمل الخوازيق المنفصلة عاملاً هاماً في تحديد قيمة S كما سبق عرضة في قدرة تحمل الخوازيق وكما ورد في الأمثلة المحلولة . وتؤخذ قيمة S في حدود ٢,٥٠ - ٣,٠٠ عرض الخازوق (أو قطر الخازوق إن كان مستديراً) .



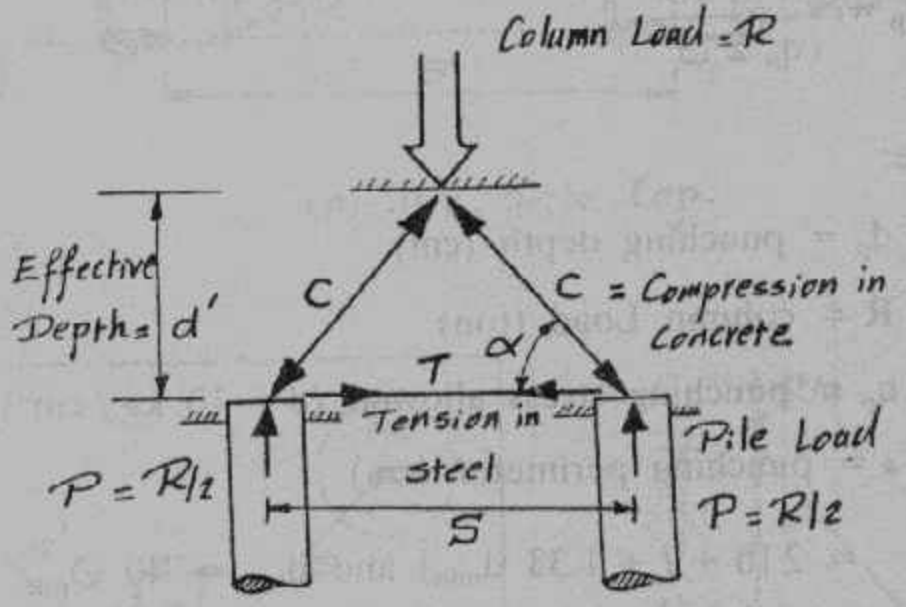
شكل (٨٢) مثال لترتيب الخوازيق وشكل الوسائد

تصميم الوسائد بطريقة التحزيم Circulage Method :

تعتمد تلك الطريقة على فرض تكون شبكي فراغي Space Truss داخل الوسادة لنقل وتوزيع حمل العامود إلى الخوازيق . وأعضاء الضغط في هذا الشبكي الفراغي تتكون داخل كتلة الخرسانة في صورة أعمدة مدفونة تمتد من العامود إلى الخوازيق ونظراً لعدم قدرة الخرسانة على مقاومة الشد فإنه يلزم توفير القدر الكافي وفي المكان المناسب من حديد التسليح ليقوم بدور أعضاء الشد (في الواقع لحفظ الأعمدة الخرسانية التخيلية الممتدة من العامود

إلى رؤوس الخوازيق في موضعها لمقاومة المركبات الأفقية المتواجدة في أعضاء الضغط تلك) .

يعطي شكل (٨٣) تخطيطاً لمسار القوى من العامود إلى الخوازيق في وسادة ثنائية حيث يقسم حمل العامود على الخازوقين بواسطة عضوي ضغط ويلزم للإتزان تواجد عضو الشد (حديد التسليح) الأفقي السفلي الذي يقوم بربط أو تحزيم الخوازيق عند الرؤوس لمنع الحركة الأفقية إلى الخارج وبالتالي المحافظة على كتلة الخرسانة الممثلة للوسادة والتي تنقل الحمل إلى الخوازيق .



شكل (٨٣) تكون الشبكي في وسادة ثنائية (طريقة التحزيم)

ولعدم التداخل في نظام الشبكي الفراغي المفترض تكونه في تلك الوسائد فلا يجوز أن يختلف ترتيب الخوازيق عن ذلك الموضح بشكل (٨٢ - a, b, c, f, g) حيث تكون الخوازيق مرتبة على الحواف مع بعد متساوي بين مركز الخازوق ومركز العامود . وعليه فلا يصح تصميم القاعدة الخماسية (٨٢ - d) بطريقة التحزيم لوجود خازوق أسفل العامود أي على بعد مخالف لباقي الخوازيق .

وتصميم الوسادة بطريقة التحزيم يتكون من خطوتين رئيسيتين : ١ -

عمق الوسادة . ٢ ـ حديد التحزيم Circulage Steel . وعادة ما يحسب العمق من متطلبات الإختراق Punching ومن متطلبات العمق إلى حجم الوسادة ويرتبط العمق إلى الحجم من الزاوية ∝ بين الخط الواصل من العامود إلى رأس الخازوق وتختار قيمة ∝ بحيث لا تزيد عن ٦٠° ولا تقل عن ٤٥° . وتعتبر القيمة المحسوبة بالإختراق هو المحاولة الأولى لحساب d للوسادة . ويعتبر العمق الأدنى للوسادة هو ٤٠ قطر تسليح الخوازيق . ويمكن استخدام هذا الحد الأدنى لحساب عمق الإختراق بعد ذلك .

$$d_p = \frac{R \times 10^3}{q_p \Sigma \square} \quad \text{.......................} \quad (44)$$

Where:

d_p = punching depth (cm)

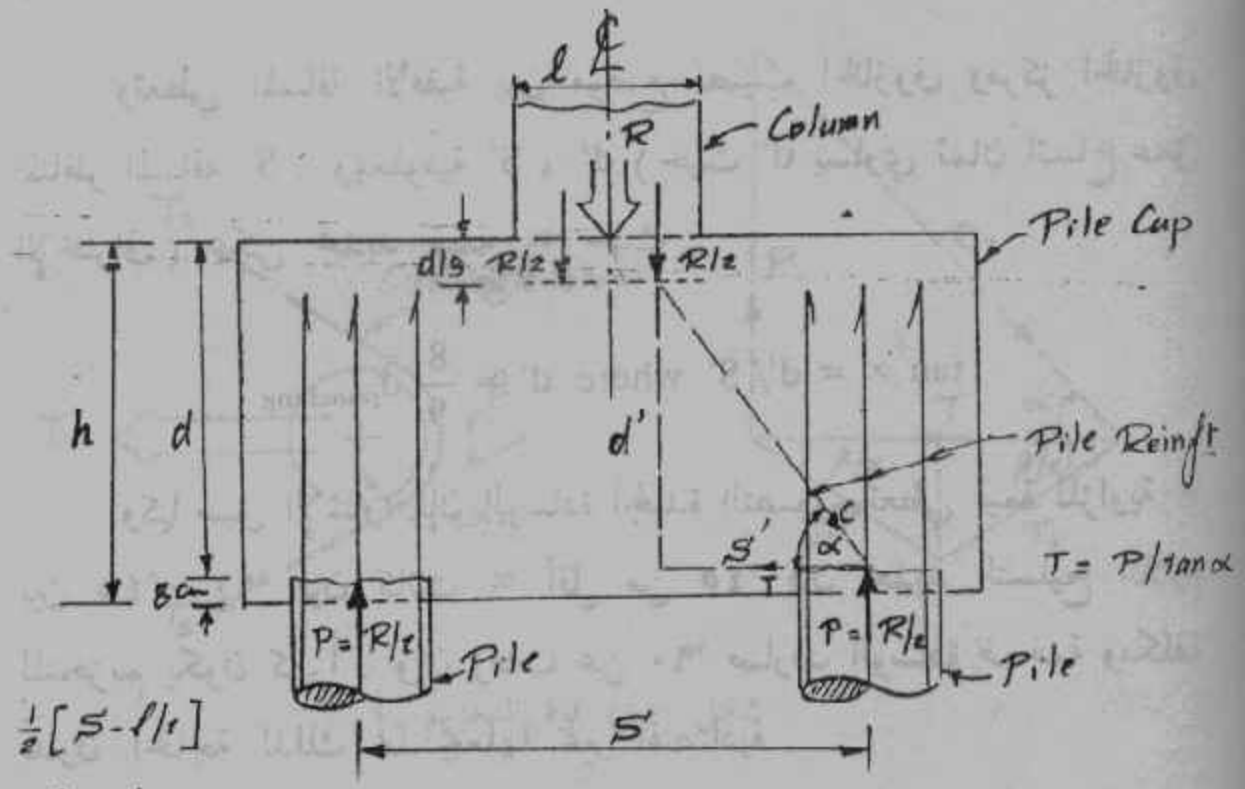
R = column Load (ton)

q_p = punching stress allowed ($8 - 10\ kg/cm^2$)

Σ د = punching perimeter (cm)

$= 2[b + l + 1.33\ d_{min}]$ and $d_{min} = 40\ \varnothing_{pile}$.

وعموماً يكون القطاع الخرساني المتوازن R.C. balanced Section مكون من منطقة ضغط وأخرى منطقة شروخ . وتكون منطقة الضغط للقطاع المتوازن حوالي ثلث السُمك مما يجعل ذراع العزم الداخلي y_{ct} حوالي d (8 / 9) . ونظراً لأن حمل العامود ليس مركزاً تماماً فسوف يؤثر على شكل التوزيع العلوي وبالتالي على قيمة الزاوية ∝ الموضحة بشكل (٨٣) . وقد افتُرض أن نصيب كل خازوق من حمل العامود يؤثر في نقطة تقع على عمق d/9 من سطح الوسادة وعلى بعد مساوٍ لربع القطر المكافىء . حيث القطر المكافىء هو قطر الدائرة التي تكافىء مساحة العامود كما هو موضح بشكل (٨٤) وذلك للمجموعة التي يزيد عدد الخوازيق بها عن اثنين .

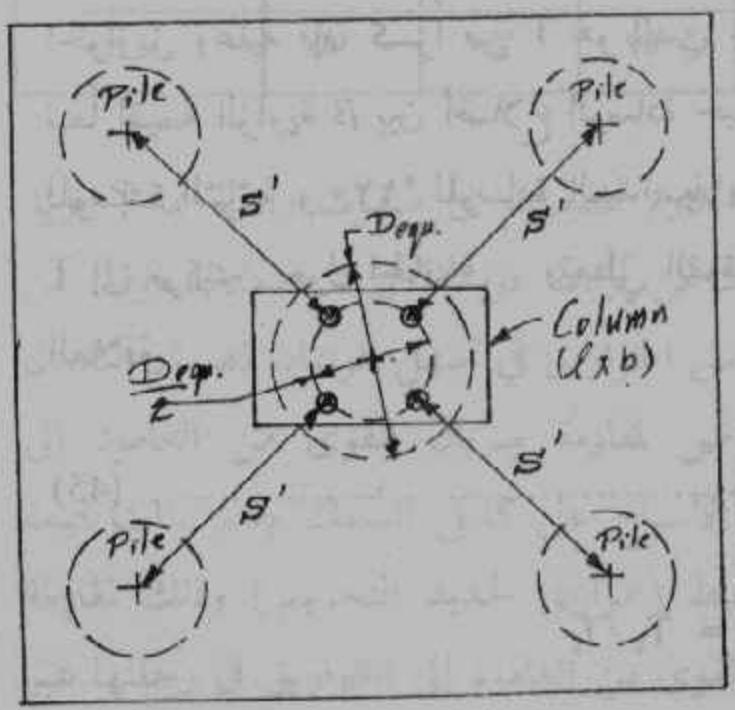


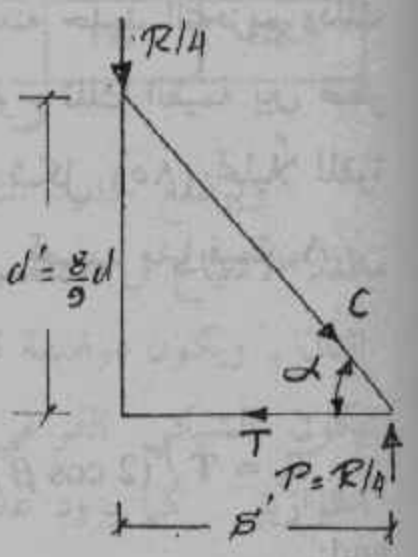
$S' = \frac{1}{2}[S - l/2]$

$d' = 8/9\ d$

$h = d + 8$ cm

(a) Two-Pile Cap.





$T = P/\tan\alpha$

S' = to be determined graphically.

(b) Four-Pile Cap.

شكل (٨٤) حساب قيمة α

وتعطي المسافة الأفقية بين موضع نصيب الخازوق ومركز الخازوق المناظر المسافة S′ . وبمعلومية S′ ، d′ (حيث d′ يساوي ثمان اتساع عمق الإختراق) يمكن تحديد قيمة ∝ حيث :

$$\tan \propto = d'/ S' \text{ where } d' = \frac{8}{9} d_{punching}$$

وكما سبق الإشارة فإن الوسادة الجيدة التصميم تعطي قيمة للزاوية ∝ بين ٤٥° - ٦٠° فإن كانت ∝ أقل من ٤٥° فإن حديد التسليح اللازم للتحزيم يكون كبيراً . وإن زادت عن ٦٠° صارت الوسادة ضخمة ومكلفة بدون الحاجة لذلك مما يجعلها غير اقتصادية .

ويحسب حديد التحزيم Circulage Steel من قوة الشد T . ولكن القيمة المستخدمة لحساب A_s يجب تعديلها لكون حديد التحزيم يُلف حول الخوازيق وعليه فإن كسراً من T هو الذي يحسب منه حديد التحزيم وذلك تبعاً لقيمة الزاوية β بين أضلاع الوسادة حيث تتراوح تلك القيمة بين صفر للوسادة الثنائية و ١٢٠° للوسادة السداسية ويعطي شكل (٨٥) تحليلاً للقوة T إلى مركبتين حول الخازوق . وتعطي القوة T_s التي تحسب منها قيمة A_s من العلاقة :

$$T_s = T / (2 \cos \beta / 2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (45)$$

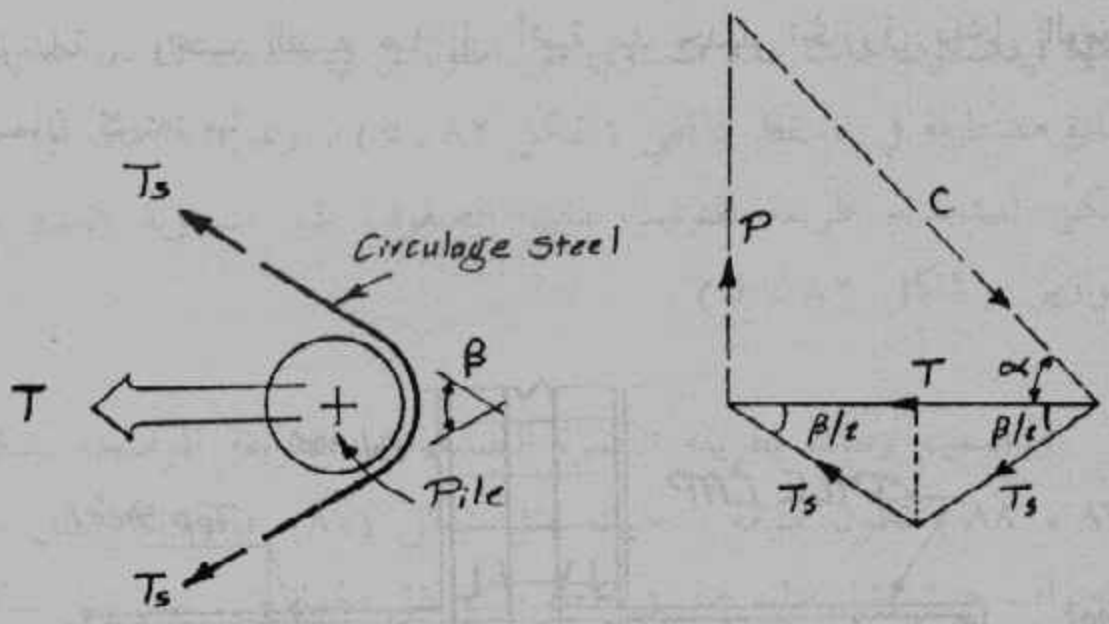
and:

$$T = P / \tan \propto \text{ and } A_s = T_s / f_s$$

Where:

P = pile Load

ويعطي جدول (١١) قيم الزاوية β بالدرجات للوسائد المختلفة واللازمة لحساب حديد التحزيم .



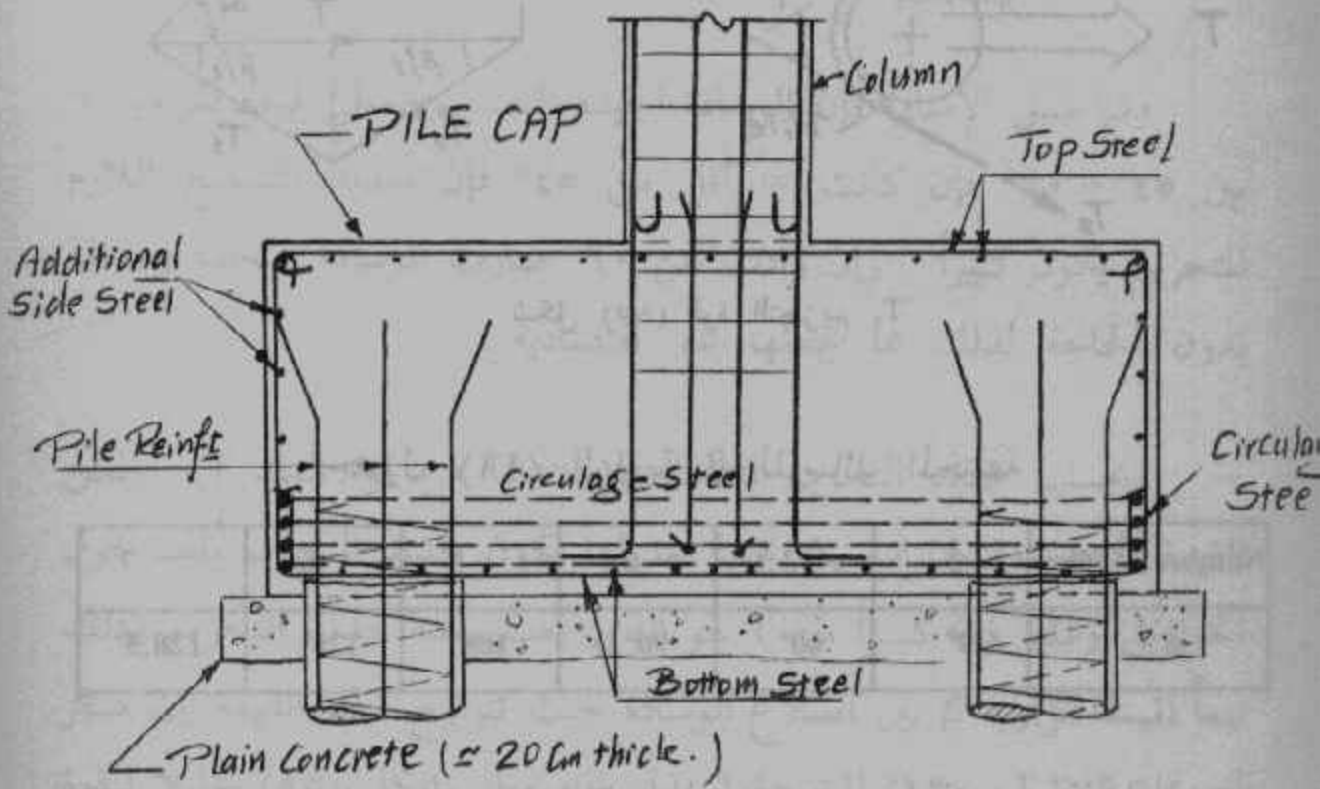
شكل (٨٥) قوة التحزيم T_s

جدول (١١) الزاوية β للوسائد المختلفة

Number of Piles	2	3	4	5	6	7
β	0°	60°	90°	108°	120°	128.5°

ويوضع حديد التسليح اللازم للتحزيم في صفوف رأسية بما لا يزيد عدد الأسياخ في الصف الواحد عن أربعة على ألا يزيد عدد الصفوف عن اثنان . ويكون موضعة قرب رأس الخوازيق في أسفل الوسادة لضمان اكتمال تكون الشبكي الفراغي المفترض لمقاومة سريان القوى من العامود إلى الخوازيق . كما يزود عدد من الأسياخ على كامل السُمك بقدر بثلث قيمة حديد التحزيم يوزع على المحيط (موازي لحديد التحزيم) وذلك لمقاومة قوى الشد المتولدة من سريان القوى من العامود إلى الخوازيق في رحلتها عبر الوسادة . ويوضح شكل (٨٦) قطاعاً في وسادة مصممة بطريقة التحزيم حيث حديد التحزيم ممثل هنا بأربع أسياخ سميكة والحديد الموازي تقدر مساحته بثلث مساحة حديد التحزيم الموضح . كما يوجد حديد أفقي في صورة شبكة مساحة الحديد في الاتجاه الواحد تقدر بقيمة ١٥ , ٠٪ من مساحة

الخرسانة . ويجب التنبيه هنا إلى أهمية مد حديد الخازوق داخل الوسادة لضمان تثبيته بها .



شكل (٨٦) قطاع في وسادة مصممة بطريقة التحزيم

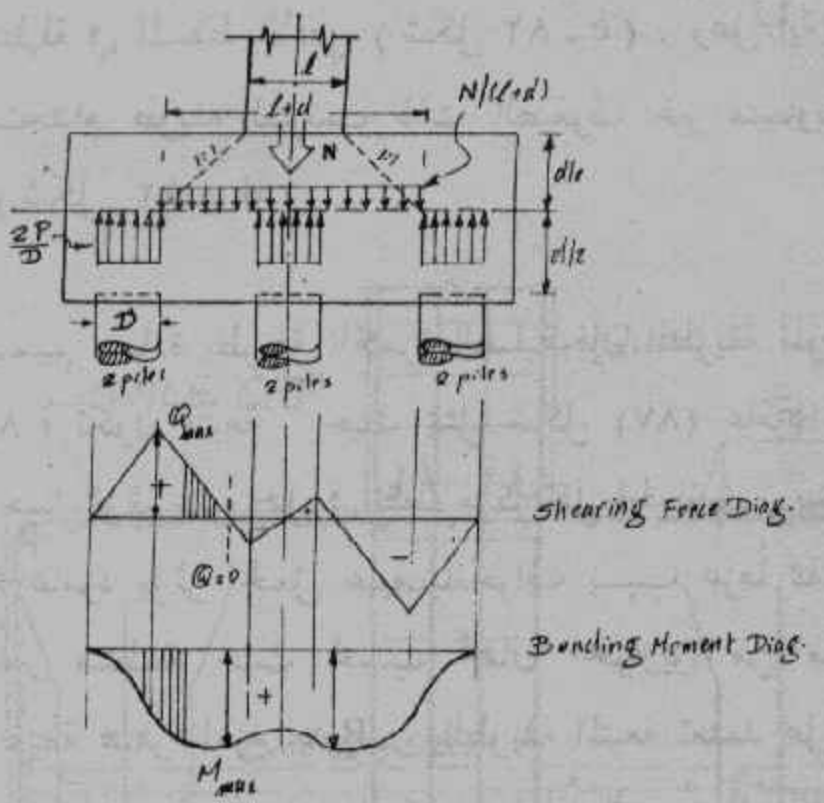
تصميم الوسائد بطريقة الكمرة الصلبة Rigid Beam Method :

تزيد النسبة بين عمق وبحر الوسائد عن ٠,٤٠ مما يجعلها في قطاع الكمرات الصلبة Rigid Beams . وبذلك يمكن تصميم الوسائد ككمرات صلبة محملة بحمل العامود ومرتكزة على الخوازيق . وبالطبع يكون التصميم بطريقة الكمرة الصلبة إلزامياً إذا لم تتوافر شروط استخدام طريقة التحزيم السابق شرحها . وأفضل ترتيب للخوازيق ليناسب طريقة الكمرة الصلبة هو

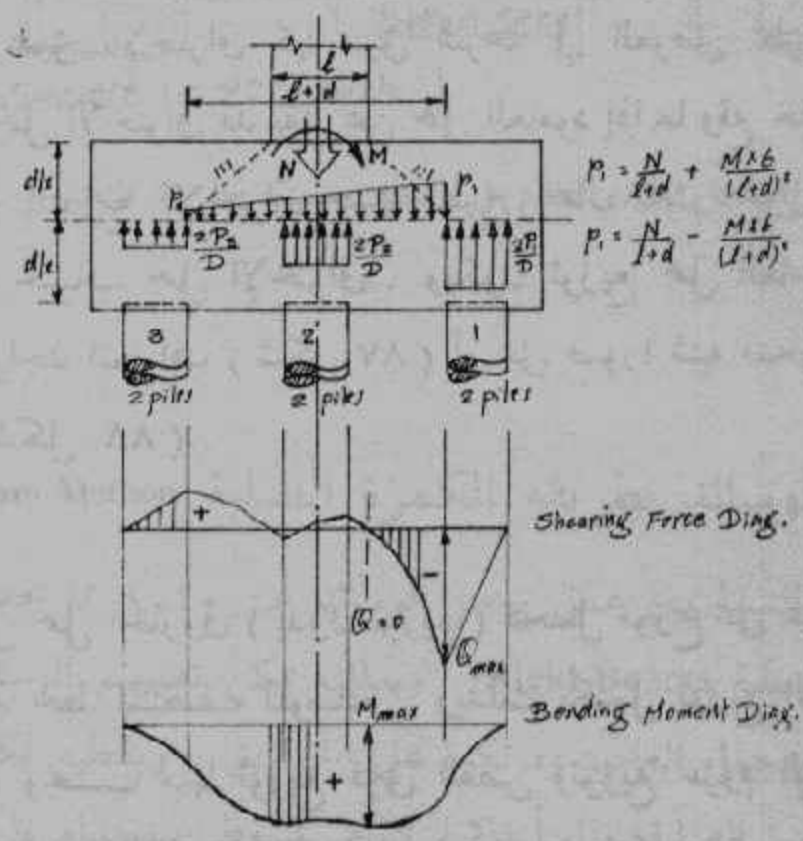
صفها في صفوف ذات عدد متساوي من الخوازيق في الصف الواحد مما ينتج وسادة مستطيلة في المسقط الأفقي (شكل ٨٢ ـ e) . وعلى أية حال فإنه من الممكن استخدام طريقة للترتيب ذات الصفوف غير متساوية العدد من الخوازيق (شكل ٨٢ ـ d) .

ولتصميم وسادة بطريقة الكمرة الصلبة فإن الطريقة الموضحة بشكلي (٨٧ ، ٨٨) تكون متبعة . حيث يمثل شكل (٨٧) عامود لا يُعاني من الإنحراف حيث يؤثر عليه حمل في نقطة مركز ثقل الخوازيق . بينما يمثل شكل (٨٨) حالة عامود يؤثر الحمل عليه بانحراف يسبب عزماً مما يجعل أحمال الخوازيق غير منتظمة حيث تحسب أحمال الخوازيق من معادلة (٤٢) بالتعويض بقيمة صفر للعزم $R\,x_0$. والطريقة المتبعة تعتمد على توزيع حمل العامود على طول مساوٍ لعرض العامود مضافاً إليه سُمك الوسادة باعتبار انتشار حمل الخازوق على ميل ١ : ١ حتى منتصف السُمك . والسُمك هنا يحسب من عمق الإختراق كما سبق شرحه في العرض لطريقة التحزيم باستثناء أن حمل الإختراق قد يقل عن حمل العامود إذا ما وقع خازوق أو أكثر تحت مساحة التوزيع للإختراق حيث تطرح أحمال تلك الخوازيق من حمل العامود عند حساب حمل الإختراق . ويكون توزيع حمل العامود منتظماً في حالة عدم تواجد انحراف (شكل ٨٧) أو على صورة شبه منحرف في وجود انحراف (شكل ٨٨) .

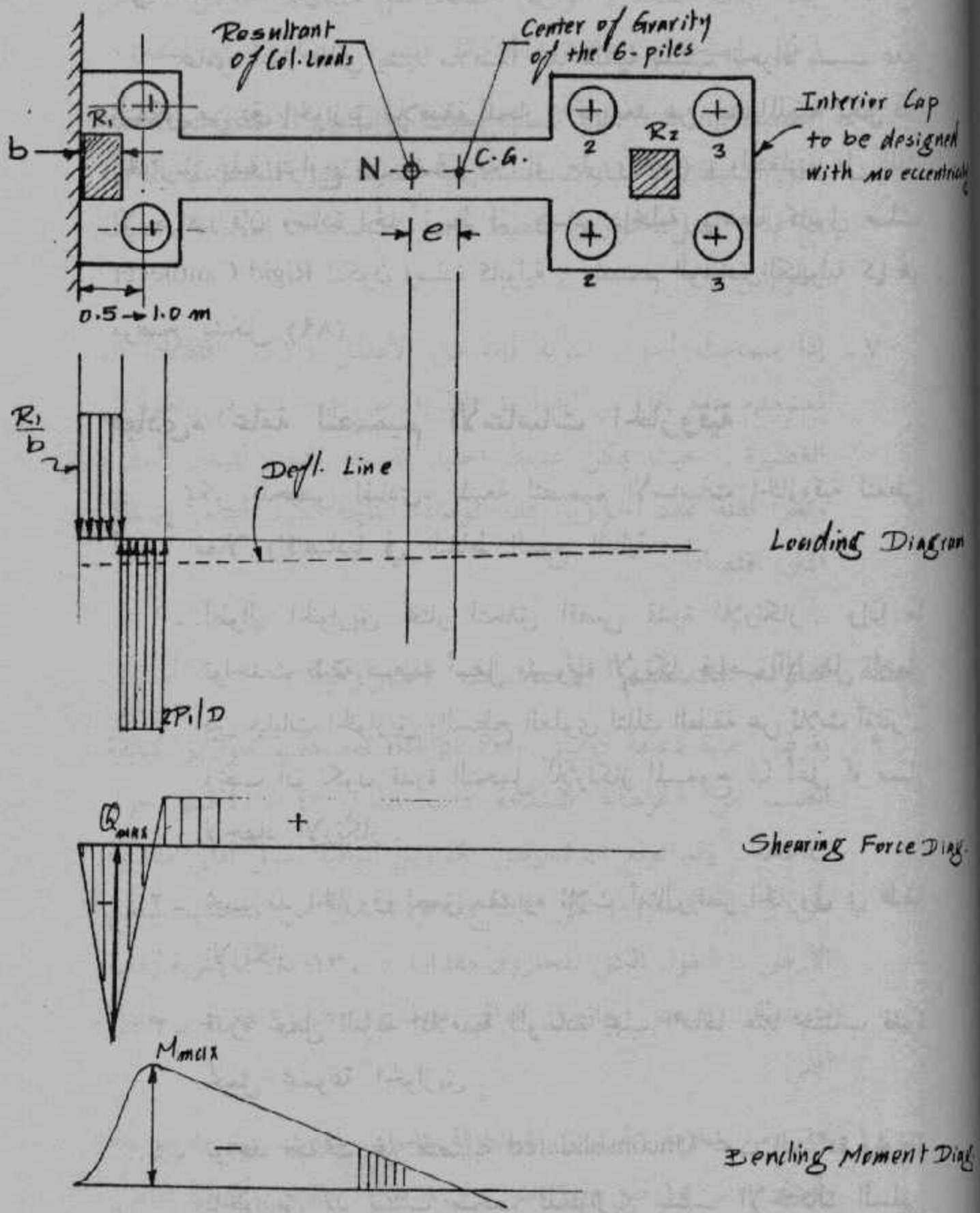
وينتقل حمل الخازوق (بدون توزيع) كحمل موزع على عرض (قطر) الخازوق عند خط المنتصف للوسادة . وبذلك يكتمل توزيع الأحمال المؤثرة على الوسادة ويحسب منها توزيع قوى القص وتوزيع عزوم الإنحناء حيث يستدل على العزم الأقصى (قيمة وموقعاً) من شكل القص حيث يكون القص مساوياً للصفر .



شكل (٨٧) طريقة الكمرة الصلبة لوسادة سداسية
(حمل مركزي)



شكل (٨٨) طريقة الكمرة الصلبة لوسادة سداسية
(حمل منحرف)



شكل (٨٩) تصميم الوسادة الكابولية

الوسادة الكابولية Cantilever Cap :

عامود الجار الذي يشيد ملاصقاً لحد الملكية يسبب انحرافاً بسبب عدم التمكن من دق الخوازيق ملاصقة للجار (أقل بعد عن خط الملكية يمكن دق الخوازيق عليه يتراوح بين نصف متر إلى متر واحد) . وللتغلب على ذلك الإنحراف فإن وسادة الجار تربط إلى وسادة داخلية بواسطة كابولي صلب Rigid Cantilever لتكون وسادة كابولية . وتصمم الوسادة الكابولية كما هو موضح بشكل (٨٩) .

مبادىء عامة لتصميم الأساسات الخازوقية :

يمكن تلخيص المبادىء المتبعة لتصميم الأساسات الخازوقية لتعطي أساساً فعالاً واقتصادياً في النقاط السبع التالية :

١ ـ أطوال الخوازيق تُختار لتحقق أقصى قدرة للإرتكاز . وإذا ما تواجدت طبقة ضعيفة أسفل منسوب الإرتكاز فيجب ألا يقل العمق بين نهايات الخوازيق والسطح العلوي لتلك الطبقة عن ثلاث أمتار . ويجب أن تكون قدرة التحمل للإرتكاز المسموح بها أعلى أو مساوٍ لإجهاد الإرتكاز .

٢ ـ يجب مد الخازوق لعمق مقداره ثلاث أمثال قطر الخازوق في طبقة الإرتكاز .

٣ ـ قدرة تحمل التربة الملامسة للوسادة يجب اهمالها عند حساب قدرة تحمل مجموعة الخوازيق .

٤ ـ تواجد طبقات غير متصلبة Unconsolidated تحت الوسادة ومحيطة بالخوازيق قد تسبب سحب للخوازيق بسبب الإحتكاك السلبي Negative Mantle Friction وعلى ذلك فيجب حساب هذا التأثير كحمل اضافي على الخوازيق .

٥ - يجب تجنب استخدام خوازيق احتكاك يقل طولها عن عرض الأساس (مثل استخدام خوازيق احتكاك قصيرة نسبياً لتثبيت لبشة).

٦ - التقسيط Pile Spacing يحسب بحيث يوائم بين الإعتبارات العملية لأقل تقسيط والإعتبارات التصميمية لقدرة تحمل المجموعة بالمقارنة مع قدرة تحمل الخوازيق المنفردة وأخيراً اقتصاديات الوسادة لمجموعة الخوازيق .

٧ - إذا سمحت أحوال التربة فإنه من الأفضل والأكثر اقتصاداً أن نستخدم عدد أقل من الخوازيق الطويلة عن عدد أكبر من الخوازيق القصيرة . حيث يمكن عندئذ اختيار تقسيط أكبر (لتيسير الدق) ونظراً لقلة عدد الخوازيق فإن الوسادة الناتجة تكون أصغر وبالتالي أكثر اقتصاداً .

أمثلة محلولة لتصميم الأساسات الخازوقية :

٩ - بغرض حماية دعامة كوبري Bridge Pier فقد دقت خوازيق سابقة الصب من الخرسانة المسلحة ذات قطاع ٤٠ × ٤٠ سم حول الدعامة . وقد توقع أن تتعرض الخوازيق الواقية لحمل أفقي مقداره طن واحد للخازوق على ارتفاع ٢,٥٠ متر من منسوب سطح الأرض . الطول الكلي للخازوق مقداره ١٣,٠٠ متر . التربة رملية متوسطة . صمم الخازوق الواقي كخازوق طويل معرض لحمل أفقي .

١٠ - تحقق من سلامة الخوازيق المستعملة كأساس لعامود اطار يحمل قوة رأسية ١٥٠,٠٠ طن وقوة قص ٨,٠٠ طن . افترض أن قوة القص سوف تنتقل إلى الخوازيق بدون احداث عزماً عند الطرف العلوي للخوازيق . الخوازيق خرسانية مسلحة مصبوبة في مكانها قطرها

٥ ـ يجب تجنب استخدام خوازيق احتكاك يقل طولها عن عرض الأساس (مثل استخدام خوازيق احتكاك قصيرة نسبياً لتثبيت لبشة).

٦ ـ التقسيط Pile Spacing يحسب بحيث يوائم بين الإعتبارات العملية لأقل تقسيط والإعتبارات التصميمية لقدرة تحمل المجموعة بالمقارنة مع قدرة تحمل الخوازيق المنفردة وأخيراً اقتصاديات الوسادة لمجموعة الخوازيق .

٧ ـ إذا سمحت أحوال التربة فإنه من الأفضل والأكثر اقتصاداً أن نستخدم عدد أقل من الخوازيق الطويلة عن عدد أكبر من الخوازيق القصيرة . حيث يمكن عندئذ اختيار تقسيط أكبر (لتيسير الدق) ونظراً لقلة عدد الخوازيق فإن الوسادة الناتجة تكون أصغر وبالتالي أكثر اقتصاداً .

أمثلة محلولة لتصميم الأساسات الخازوقية :

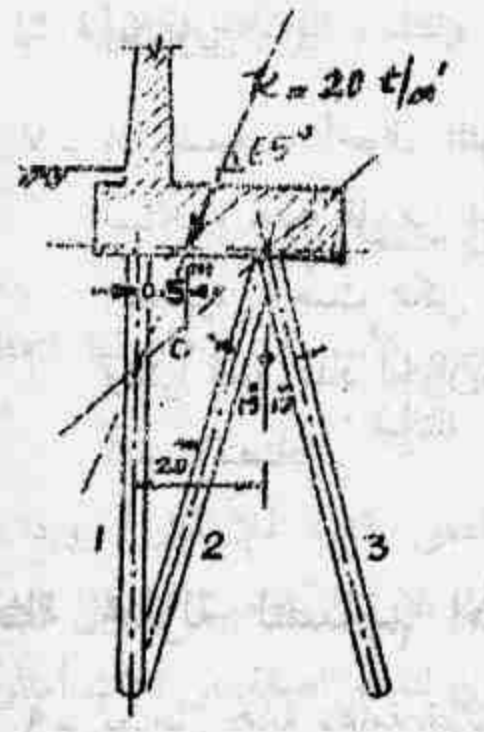
٩ ـ بغرض حماية دعامة كوبري Bridge Pier فقد دقت خوازيق سابقة الصب من الخرسانة المسلحة ذات قطاع ٤٠ × ٤٠ سم حول الدعامة . وقد توقع أن تتعرض الخوازيق الواقية لحمل أفقي مقداره طن واحد للخازوق على ارتفاع ٢,٥٠ متر من منسوب سطح الأرض . الطول الكلي للخازوق مقداره ١٣,٠٠ متر . التربة رملية متوسطة . صمم الخازوق الواقي كخازوق طويل معرض لحمل أفقي .

١٠ ـ تحقق من سلامة الخوازيق المستعملة كأساس لعامود اطار يحمل قوة رأسية ١٥٠,٠٠ طن وقوة قص ٨,٠٠ طن . افترض أن قوة القص سوف تنتقل إلى الخوازيق بدون احداث عزماً عند الطرف العلوي للخوازيق . الخوازيق خرسانية مسلحة مصبوبة في مكانها قطرها

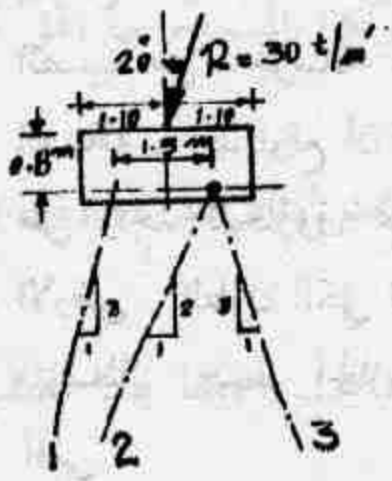
٤٠ سم . التربة المحيطة بالخوازيق مكونة من رمل ناعم طميي . عدد الخوازيق للمجموعة هو أربعة .

١١ ـ احسب أحمال الخوازيق في مجموعة مكونة من تسعة خوازيق ذات تقسيط ١,٢٠ متر . حمل العامود ٣٠٠ طن ويؤثر بانحراف في اتجاه محور x مقداره ٠,٥٠ متر واتجاه محور y مقداره ٠,٢٠ متر .

١٢ ـ احسب أحمال الخوازيق لأساس الحائط الساند الموضح تحت الأحمال الموضحة . تقسيط الخوازيق كل ٣,٠٠ متر . التقسيط متعاكس كل ١,٥ متر Staggered للخوازيق المائلة .



١٣ ـ وزّع محصلة القوى المؤثرة على أساس شريطي مؤسس على ثلاث خوازيق مائلة كالموضحة بالشكل المقابل . تقسيط الخوازيق بين صفوف الخوازيق = ٢,٢٠ متر .



١٤ ـ صمم وفصل وسادة خماسية موزعة على شكل خماس بتقسيط ١,١٠ متر بين محاور الخوازيق . حمل العامود ٢٥٠ طن وقطاع العامود ٥٥ × ٥٥ سم (تسليح ١٦ ∅ ٢٢) . قطر الخازوق ٤٠ سم وتسليحه ٦ ∅ ١٦ .

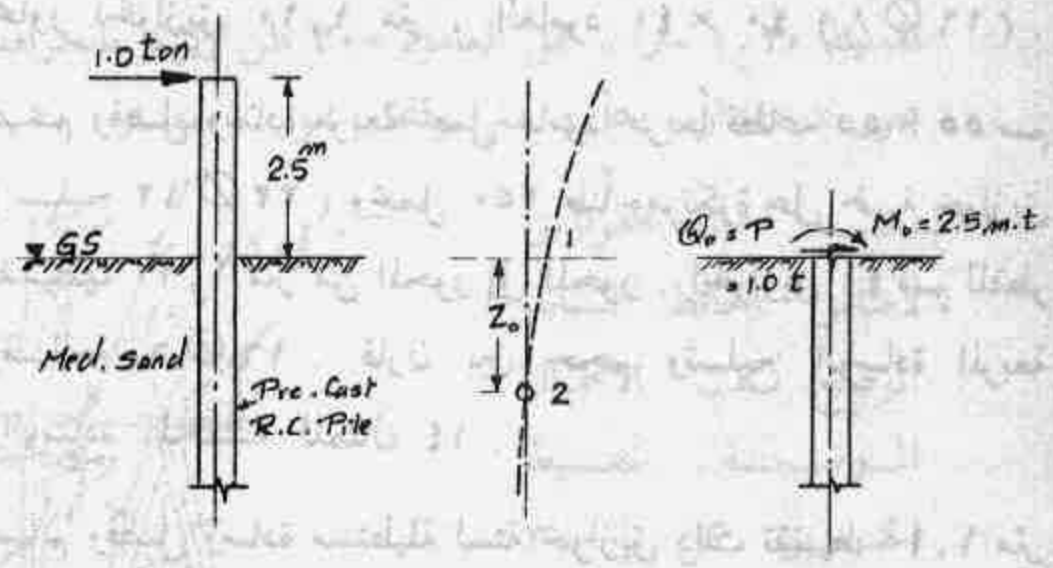
١٥ -صمم وفصل وسادة ثنائية لعامود يحمل ١٠٠ طن بطريقة التحزيم Circulage Method وبطريقة الكمرة الصلبة Rigid Beam Method . الخوازيق قطر ٤٠ سم وتسليحها ٦ ∅ ١٦ . المسافة بين محاور الخوازيق ١,١٠ متر . العامود ٤٠ × ٤٠ (٨ ∅ ١٦) .

١٦ -صمم وفصل وسادة مربعة تحمل عاموداً مربعاً قطاعه ٥٥ × ٥٥ سم (تسليح ١٢ ∅ ٢٢) ويحمل ٢٥٠ طناً ومرتكزة على خمسة خوازيق تقسيطها ١,١٠ متر من المحور إلى المحور . الخوازيق ٤٠ سم للقطر ومسلحة ٦ ∅ ١٦ . قارن بين حجم وتسليح الوسادة المربعة والوسادة المخمسة للمثال ١٤ .

١٧ -صمم وفصل وسادة مستطيلة لستة خوازيق ذات تقسيط ١,١٠ متر بين المحاور لتقاوم حملاً رأسياً مقداره ١٨٠ طناً وعزماً متردداً مقداره ٤٤ طن . متر . العامود ٥٠ × ١٠٠ سم ومسلح (٨ ∅ ٢٥ لكل جانب) . قطر الخازوق ٤٠ سم وتسليحه ٦ ∅ ١٦ .

١٨ -صمم وفصل وسادة كابولية لمقاومة تأثير انحراف عامود جار . حمل عامود الجار ٨٠ طناً وقطاعه ٣٠ × ٥٠ (٨ ∅ ١٦) وحمل العامود الداخلي ١٦٠ طناً وقطاعه مربع ٥٠ × ٥٠ سم (١٢ ∅ ١٩) . المسافة بين محاور الأعمدة ٤,٥٠ متر . والمسافة بين محاور الخوازيق وخط الملكية لا تقل عن ٦٥ سم . أقطار الخوازيق ٤٠ سم والتقسيط ١,١٠ متر . قدرة تحمل الخازوق ٤٥ طناً .

Ex.2-9



$$\alpha = \sqrt[4]{Kd/4EI}$$

where $K = 8.5 \rightarrow 13.0$ kg/cm^3 say $K = 10$ kg/cm^3

$= 10^4$ t/m^3

$$\eta = \alpha^2/(\alpha^2 Z_o^2 - 3)$$

$d = 0.4$ m , $E = 140 \times 10^4$ t/m^2 & $I = 2.13 \times 10^{-3}$ m^4

$$\therefore \alpha = \sqrt[4]{\frac{4000}{2982}} = \underline{1.0762 \text{ m}^{-1}}$$

But ;

$$Z_o^3 + \frac{2M_o}{Q_o} Z_o^2 - \frac{6}{\alpha^2} Z_o - \frac{6}{\alpha^2}(M_o/Q_o + 1/\alpha) = 0$$

From which

$$\underline{Z_o = 2.0 \text{ m}}$$

$$\therefore \eta = (1.0762)^2/(4 \times 1.0762^2 - 3)$$

$$= \underline{0.71 \text{ m}^{-2}}$$

Ex. 2-9

Maximum Bending Moment:

Let M_{max} at depth $Z = X$

$$\therefore X^3 - 1.5 Z_0 X^2 + 0.5 Z_0/\eta = 0$$

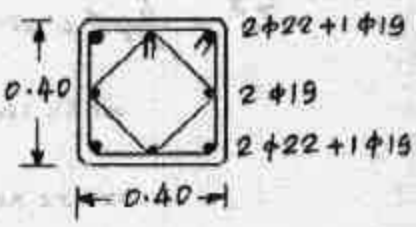
Substituting by $Z_0 = 2.0\,m$ & $\eta = 0.71\,m^{-1}$ and by trial,

$$\underline{X = 0.8 \text{ meters}}$$

$$M_{max} = M_0 + Q_0 [X - \eta X^3 + 0.5 \eta X^4/Z_0]$$

$$= 2.5 + 1.0 [0.8 - 0.71(0.8)^3 + 0.5 \times 0.71 (0.8)^4/2.0]$$

$$= \underline{3.73622 \text{ m.t}}$$



Concrete Section;

$$d = 0.315 \sqrt{\frac{373622}{40}} = 30.4\,Cm \rightarrow b = 40\,Cm$$

$$A_s = \frac{373622}{0.87 \times 1400 \times 35} = 8.7643\,Cm^2 \quad (2\phi22 + 1\phi16)/\text{side}$$

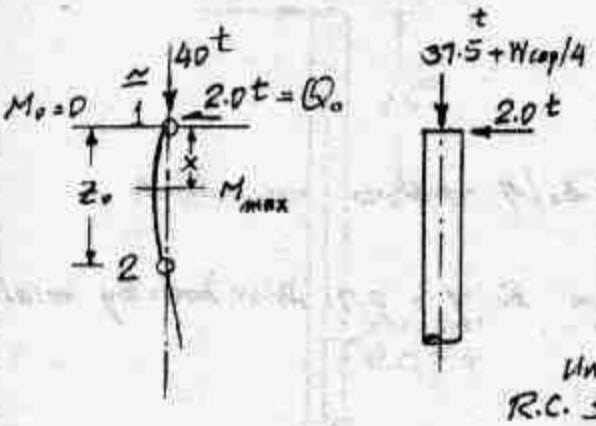
$$\therefore A_{s\,pile} = 4\phi22 + 4\phi19 \quad (26.5\,Cm^2)$$

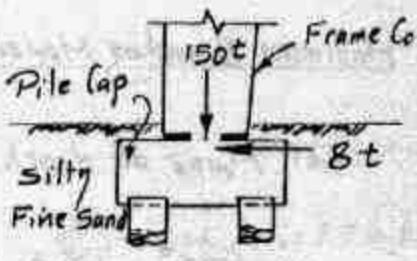
$$A_{s\,min} = 1.5\,\%\,A_c \quad (\ell/b = 1300/40 = 32.5)$$

$$= 24\,Cm^2 < A_{s\,pile}$$

O.K.

Ex.2-10





$k = 9 \times 10^3$ t/m³

Uncracked R.C. Section $I = \frac{0.4^4}{64}\pi = 0.001257$ m⁴

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{9\times10^3 \times 0.4}{140\times10^4 \times 0.001257}} = \underline{1.196\ m^{-1}}$$

For $M_0 = 0$,

$$z_0^3 - \frac{6}{\alpha^3} z_0 - 6/\alpha^3 = 0$$

$$\underline{z_0 = 2.38\ m}$$

$$\therefore \eta = \underline{0.28\ m^{-2}}$$

& $\underline{X = 1.4\ m}$

$$M_{MAX} = 2.0\left[1.4 - 0.28(1.4)^3 + 0.5\times0.28(1.4)^4/2.38\right]$$

$$= 3.0088\ m.t$$

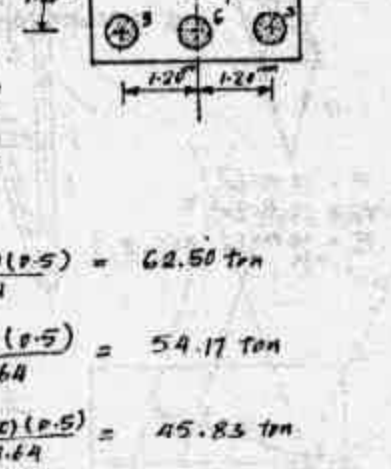
This is a small eccentricity problem ($N = 40$ t & $M = 3.01$ m.t)

For $A_s = 2\%\ A_c$ $\therefore A = 1.3\ A_c$ & $Z \cong 1.5\ Z_c$

$$\therefore f_{1,2} = -\frac{40000}{1.3\times1257} \pm \frac{300880\times20}{1.5\times125700} = -24.48 \pm 31.92 = \begin{matrix} -56.40 \\ +7.44 \end{matrix}$$ O.K.

Ex.2-11

Determine the pile loads for the shown 9-pile group eccentrically loaded by 300 ton. Given that $e_x = 0.5$ m and $e_y = 0.2$ m.



Solution

$R = 300$ ton

$n = 9$

$x_o = e_x = 0.5$ m , $y_o = e_y = 0.2$ m

$I_x = I_y = 6(1.2)^2 = 8.64$ m^2

$R_1 = \frac{300}{9} + \frac{300(1.2)(0.2)}{8.64} + \frac{300(1.2)(0.5)}{8.64} = 62.50$ ton

$R_2 = \frac{300}{9} + 0 + \frac{300(1.2)(0.5)}{8.64} = 54.17$ ton

$R_3 = 33.33 + \frac{300(-1.2)(0.2)}{8.64} + \frac{300(1.2)(0.5)}{8.64} = 45.83$ ton

$R_4 = 33.33 + \frac{300(+1.2)(0.2)}{8.64} + 0 = 41.67$ ton

$R_5 = 33.33 + 0 + 0 = 33.33$ ton

$R_6 = 33.33 + \frac{300(-1.2)(0.2)}{8.64} + 0 = 25.00$ ton

$R_7 = 33.33 + \frac{300(1.2)(0.2)}{8.64} + \frac{300(-1.2)(0.5)}{8.64} = 20.83$ ton

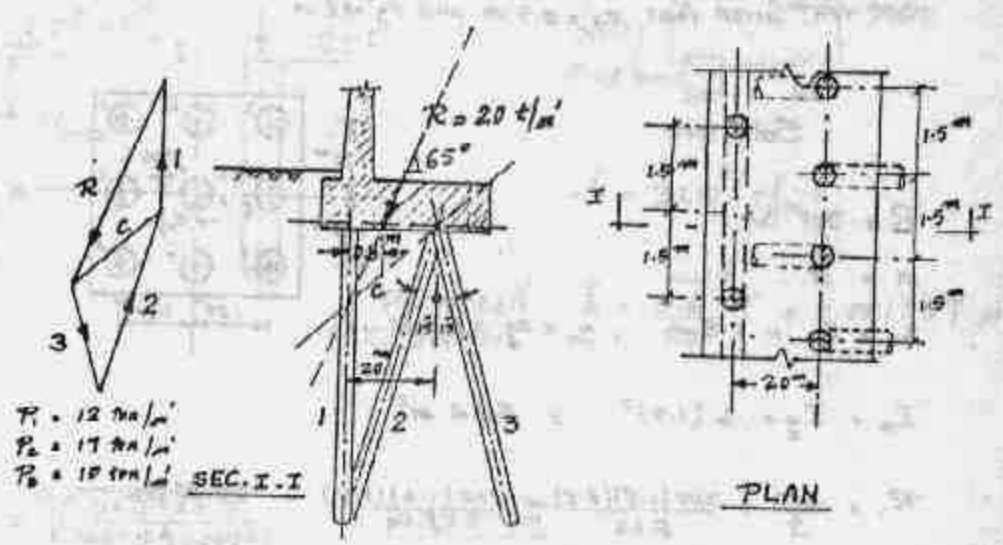
$R_8 = 33.33 + 0 + \frac{300(-1.2)(0.5)}{8.64} = 12.50$ ton

$R_9 = 33.33 + \frac{300(-1.2)(0.2)}{8.64} + \frac{300(-1.2)(0.5)}{8.64} = 4.17$ ton

Check. $\sum_{i=1}^{9} R_i = 300.00$ ton

Ex. 2-12

Determine pile loads for the resultant force shown in the figure below with the shown pile arrangement.



Solution

As shown in plan each 1.5 ms there are : 1/2 pile (1)
1/2 - pile (2)
1/2 - pile (3)

Therefore, the computation should by carried out for a segment of wall / 3.0 m width.

From the Graphical solution;

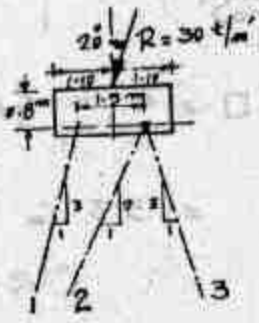
$$R_1 = \underset{\text{From Graph}}{12.0} \times \underset{\text{spacing}}{3.0} = 36 \text{ ton}$$

$$R_2 = 17.0 \times 3.0 = 51 \text{ ton}$$

$$R_3 = 10.0 \times 3.0 = 30 \text{ ton}$$

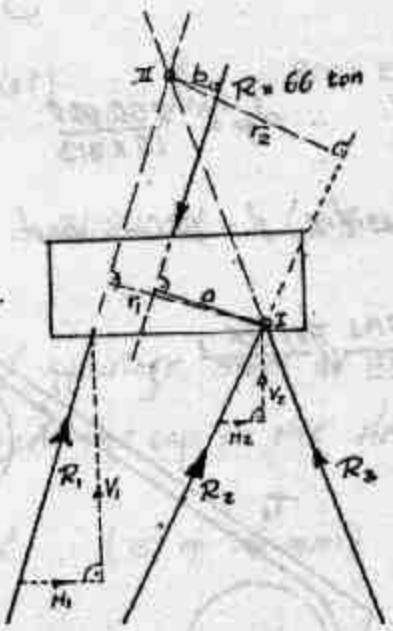
Ex. 2-13

Distribute the resultant force $R = 30\ t/m'$ on the shown piles (spacing of piles = 2.2 meter c-c).



Solution

Semi-graphical solution will be conducted to obtain R_1, R_2 & R_3.



From graph: $a = 1.0\ m$

$r_1 = 1.45\ m$

Moments @ I;

$$R_1 = \frac{R\,a}{r_1} = \underline{45.52\ ton} \quad \text{Comp.}$$

From Graph: $b = 0.45\ m$

$r_2 = 1.67\ m$

Moments @ II;

$$R_2 = \frac{R\,b}{r_2} = \underline{17.80\ ton} \quad \text{Comp.}$$

From graph: $V_1 = 4.0\ ton\ \uparrow$

$V_2 = 16.0\ ton\ \uparrow$

But $R\cos 20° = \underline{62.0\ ton}\ \uparrow$ $\quad \therefore V_3 = R\cos 20° - (V_1 + V_2)$

$= 2.0\ ton\ \uparrow$

$$\therefore R_3 = \frac{2.0\sqrt{10}}{3}$$

$$= \underline{2.11\ ton} \quad \text{Comp.}$$

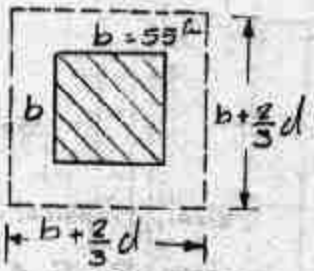
Ex. 2-14

Minimum Depth of the cap = $40\phi_{pile}$ = 64 Cm say d = 70 Cm

Punching:

$\Sigma \square = 4\left(b + \frac{2}{3}d\right)$

$= 313$ Cm

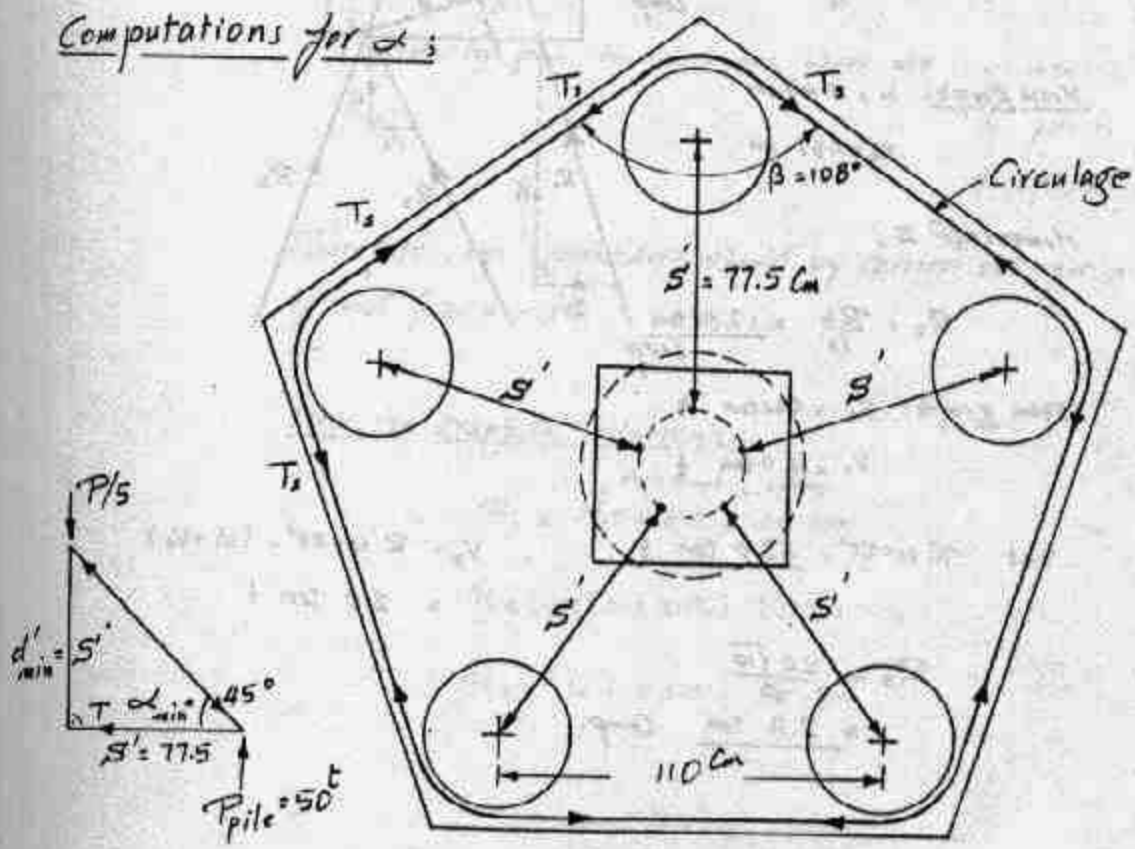


Since we should use circulage method, then $Q_p = P_{col.}$

$\therefore d_p = \frac{250\,000}{10 \times 313} = 80$ Cm ($q_p = 10$ Kg/cm² for caps)

Consider d = 80 Cm and h = 90 Cm

Computations for α:



Ex.2-14

$d_{min} = \frac{a}{B} d'_{min} = \frac{a}{B}(77.5) = 67.2$ Cm

∴ Cap thickness = 100 Cm

Circulage Steel;

$T = R_p / \tan\alpha = 50$ ton

$T_s = T/(2\cos\beta/2) = 50/(2\cos 54°)$

$= 42.533$ ton

Using Steel 52 (Cold. Twist) ∴ $f_{s_{all}} = 2000$ Kg/Cm²

∴ $A_s = 42.533/2.0 = 21.27$ Cm² (3Φ30 mm)

Use one third the area of circulage steel as an additional reinforcement to be placed arround the cap on the depth.

$A_{s_{addl.}} = 10.65$ Cm² (6 Φ 16 mm)

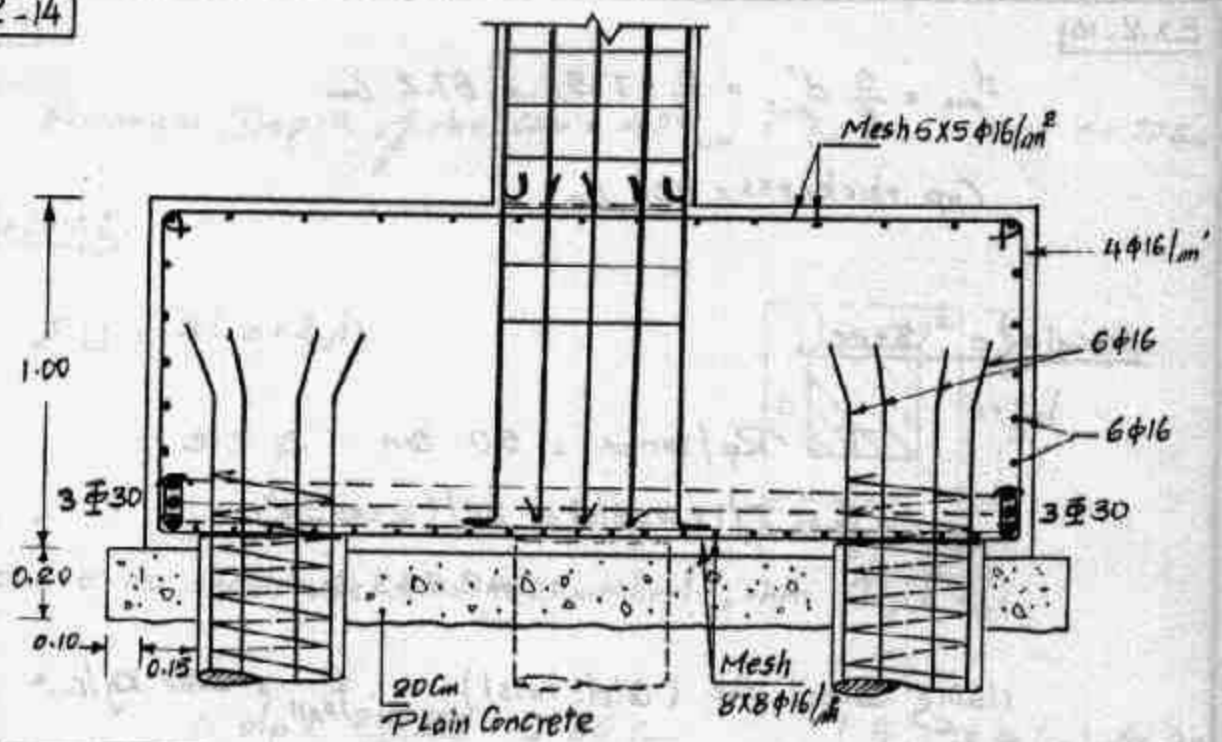
Shrinkage Steel and A_s'

Bottom Mesh 0.15% Ac = 15 Cm²/m' each side 8Φ16/m'

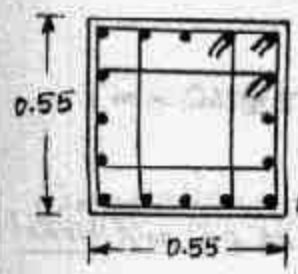
Vertical Side Reinf't 4 Φ16/m'.

Top Mesh 0.1% Ac = 10 Cm²/m' 5Φ16/m' each side.

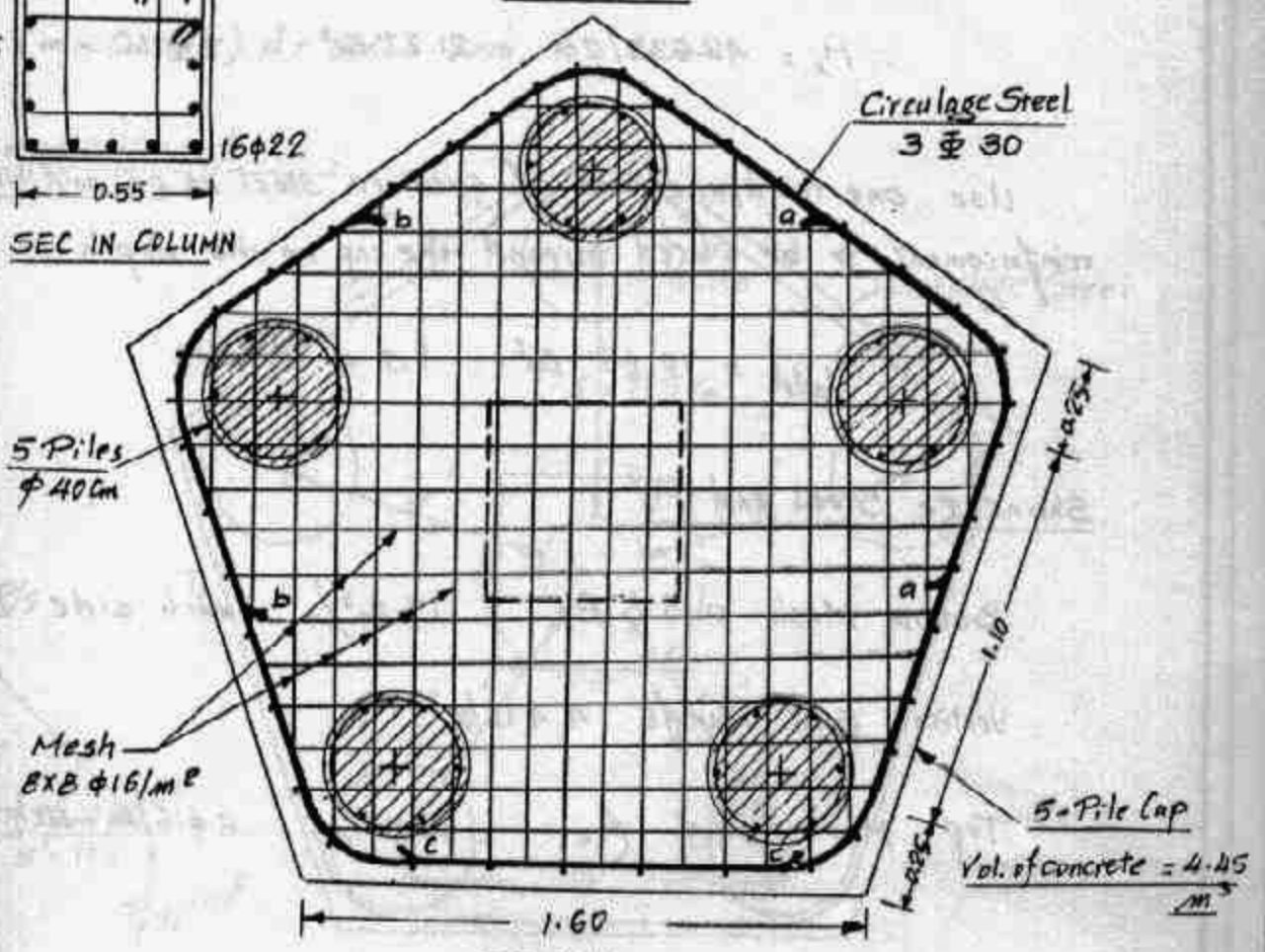
Ex.2-14



SEC. ELEV.



SEC IN COLUMN



5-Pile Cap

Vol. of concrete = 4.45 m³

PLAN

Ex.2-15

Minimum depth for pile reinforcement is 64 Cm

Circulage Method:

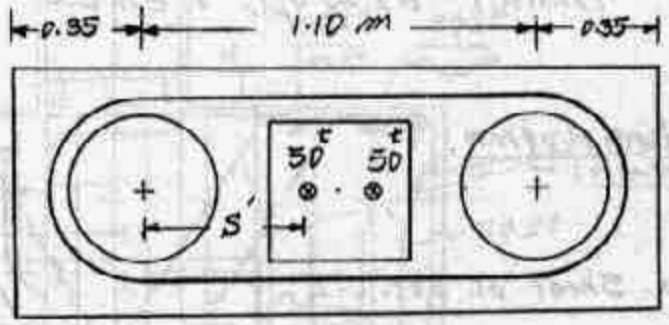
$$d_p = \frac{50000}{10 \times 70}$$

$$= 71.4 \text{ Cm}$$

Take $h = 80$ Cm

$$\tan \alpha = \frac{B}{S'}(h - 10) / S'$$

$$= 62.2/45 = 1.382$$

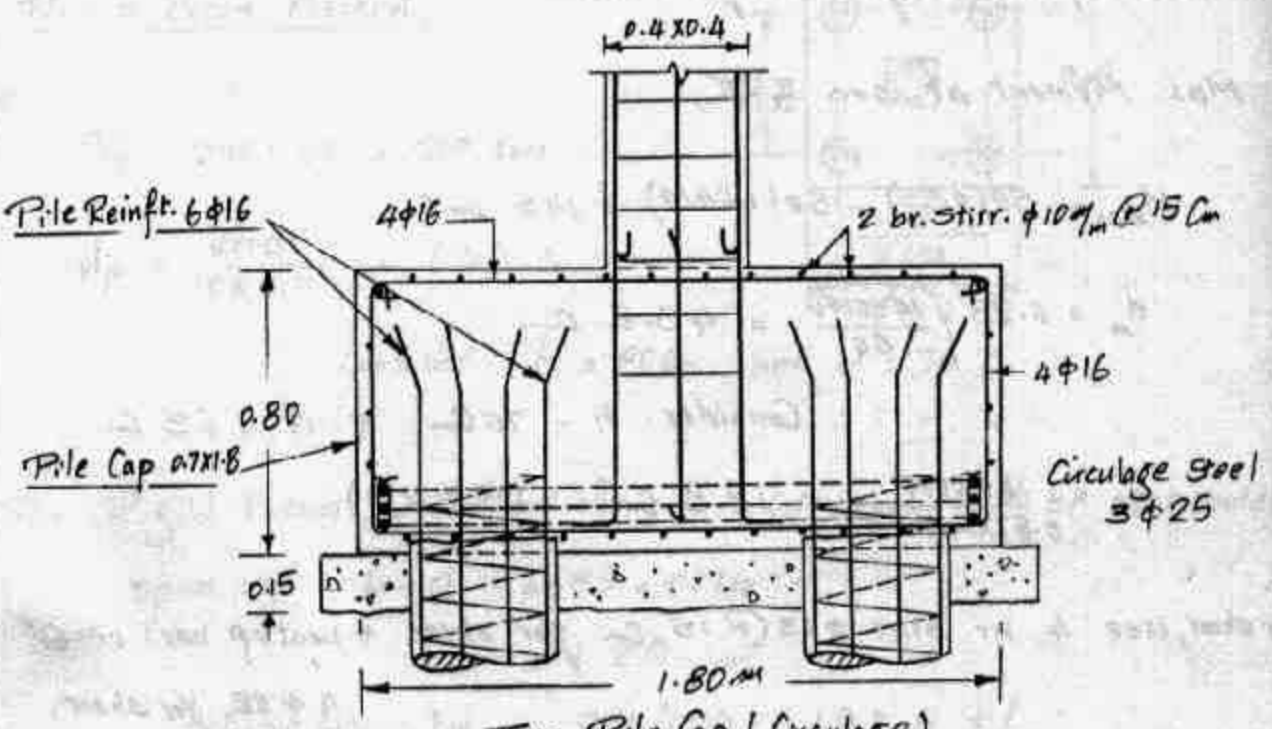


$S' = 45$ Cm

$\therefore \alpha = 54.1 < 60$ O.K.

$$T = \frac{50}{\tan \alpha} = 50/1.382 = 36.2 \text{ ton}$$

$$T_s = T/e = 18.1 \text{ ton} \quad \therefore A_s = 12.93 \text{ Cm}^2 \quad (3\phi 25)$$



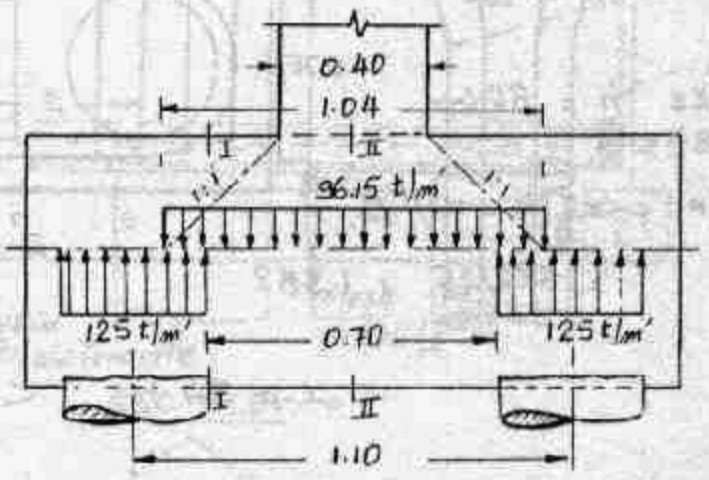
Two-Pile Cap (Circulage)

Ex.2-15

Rigid Beam Method:

Consider $d = 40\,\phi_{pile} = 64$ Cm and $h = 70$ Cm

Loading diagram;



Max. Shear at Sec. I-I,

$Q_{max} = 50 - 0.17 \times 96.15$

$= 33.6545$ t

$d_{sh} = \frac{33654.5}{0.87 \times 60 \times 6} = 107.5$ Cm Too big.

Use special reinforcement for shear

Max. Moment at sec II-II,

$M_{max} = 50(0.55) - 50(1.04/4) = 14.5$ m.t

$d_m = 0.28\sqrt{\frac{1450000}{60}} = 43.5$ Cm

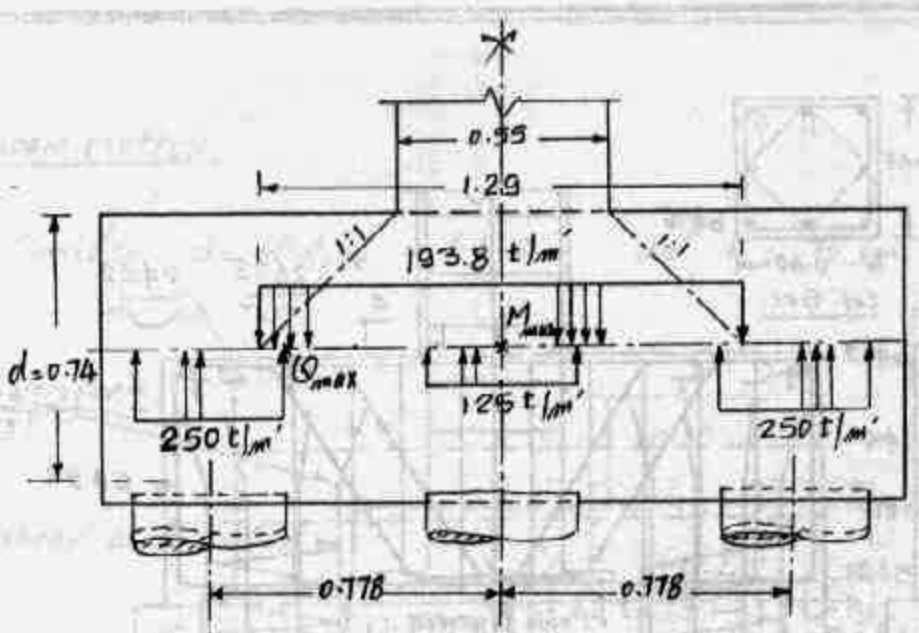
∴ Consider $h = 70$ Cm & $d = 63$ Cm

$A_s = \frac{1450000}{0.87 \times 1400 \times 63} = 18.9$ Cm^2 (5 ϕ 22)

For shear, Use 4 br. stirr. ϕ 13 @ 15 Cm for shear + bentup bars on 60°

4 ϕ 22 for shear.

Ex. 2-16



Loading Diagram

$Q_{max} = 100 - 193.8\left[\frac{1.29}{2} - 0.578\right] = \underline{87 \text{ ton}}$

$M_{max} = 100(0.778) + 25(0.1) - 193.8\left(\frac{1.29}{2}\right)^2/2$

$= \underline{40 \text{ m.t}}$

$d_{sh} = \frac{87000}{0.87 \times 215 \times 6} = 77.5 \text{ cm}$ $\therefore d = 78 \text{ cm}$ & $h = 85 \text{ cm}$

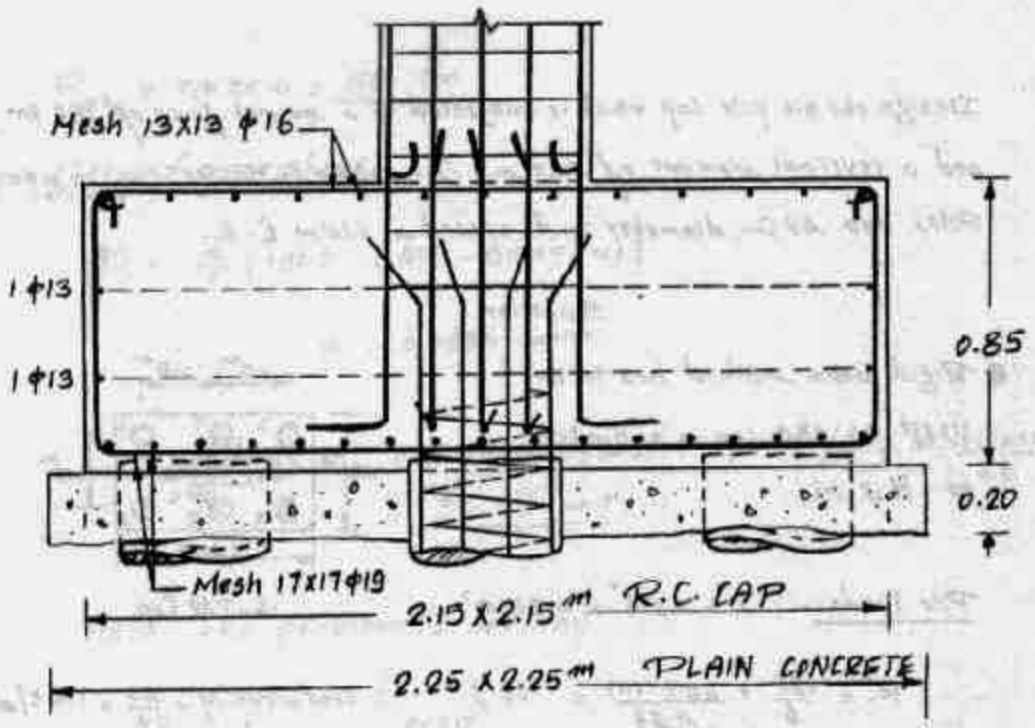
$d_m = 0.28\sqrt{\frac{4000000}{215}} = 38.2 \text{ cm}$

$A_s = \frac{4000000}{0.87 \times 1400 \times 78} = 42.1 \text{ cm}^2$ 15 ϕ19 (each direction)

Top Reinforcement 0.15%Ac = 12 cm²/m' 6 ϕ16/m' (Total of 13 ϕ16 each direction)

Details are shown in next page.

Ex. 2-16



SEC. ELEVATION 5-PILE CAP

Vol. of Concrete = 3.93 m^3

Comparison between Circulage and Rigid Beam Methods:

From the last three solved examples one can notice the following:

1- Circulage Method produces big depthes which means, big volum of R.C. specially when no of piles is greater than four.

2- Percentage of steel to concrete is higher for rigid beam method than for circulage method.

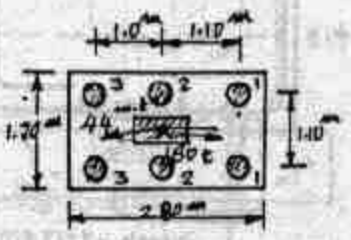
3- It is recommended, therefore, to use circulage method for two, three and four pile caps and the rigid beam method for other caps.

Ex. 2-17

Design the six pile cap which is subjected to a normal force of 180 ton and a reversal moment of 44.0 m.t. The column is 50×100 ($A_{brick} = 0.8 \times 2.3$). Piles are 40 cm diameter and spaced at 1.10 m c-c.

Solution

- Rigid beam method has to be used as the cap is subjected to N & M.



6-Pile Cap.

Pile Loads:- $I = 4 \times 1.1^2 = 4.84\ m^2$

$R_1 = \frac{180}{6} + \frac{44(-1.1)}{4.84} = 20\ t$ ∴ Load intensity $= \frac{80}{0.4} = 100\ t/m'$

$R_2 = \frac{180}{6} + 0 = 30\ t$ " " $= \frac{60}{0.4} = 150\ t/m'$

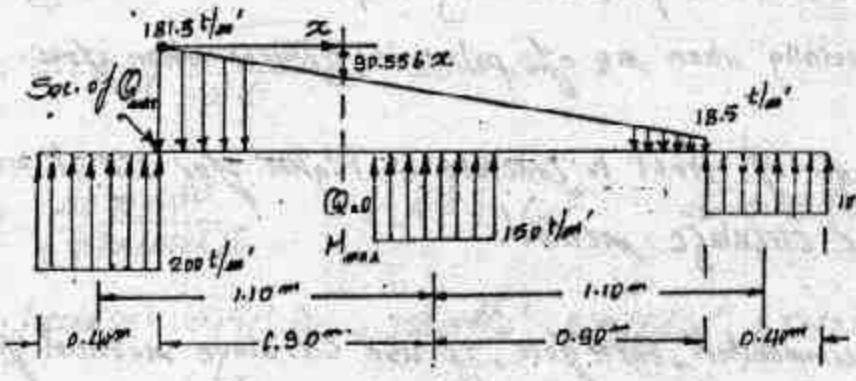
$R_3 = \frac{180}{6} + \frac{44(1.1)}{4.84} = 40\ t$ " " $= \frac{80}{0.4} = 200\ t/m'$

Column Load intensity:-

Let $d = 80$ cm & $h = 90$ cm

∴ $b+d = 100 + 80 = 180$ cm

∴ $P_1 = \frac{180}{1.80} + \frac{44 \times 6}{(1.8)^2} = 181.5\ t/m'$, $P_2 = \frac{180}{1.8} - \frac{44 \times 6}{(1.8)^2} = 18.5\ t/m'$



Loading Diagram

Ex. 2-17

$Q_{max} = 200 \times 0.4 = \underline{80 \text{ ton}}$

Sec. of Zero shear :-

$$80 = \frac{x}{2}\left[181.5 + (181.5 - 90.556x)\right]$$

$\therefore x = 0.5056$ meter.

$$\therefore M_{max} = 80(0.7056) - 181.5(0.5056)^2/2.0 + \frac{90.556(0.5056)^3}{6.0}$$

$$= \underline{35.85 \text{ m.t}}$$

Here, the problem is one way;

$$d_{shear} = \frac{80 \times 10^3}{0.87 \times 170 \times 6} = 90.15 \text{ cm}$$

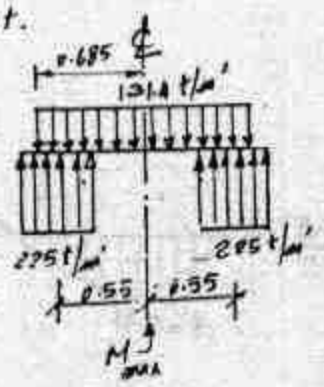
$\therefore$ Consider $h = 95$ cm

$\therefore d = 87$ cm

$$d_m = 0.315\sqrt{\frac{3525000}{170}} = 45.4 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{3525000}{0.87 \times 1400 \times 87} = 33.3 \text{ cm}^2 \quad \underline{12 + 19 \text{ mm}}$$

Transversed Direction :- Neglect the moment.



$\therefore b + d = 137$ cm

Load for 3 piles $= \frac{90}{0.4} = 225$ t/m'

Load for Col. $= \frac{180}{1.37} = 131.4$ t/m'

$$M_{max} = 90 \times 0.55 - 131.4(0.685)^2/2$$

$$= 49.5 - 30.83 = \underline{18.67 \text{ m.t}}$$

$$\therefore A_s = \frac{1867000}{0.87 \times 1400 \times 85} = 18 \text{ cm}^2$$
$$T$$

Ex. 2-17

$A_{s_{min}} = 0.15\,\%\, A_c = \frac{0.15}{100} \times 95 \times 280 = 40\ cm^2 > A_{s_t}$

∴ Consider the min. Reinft.

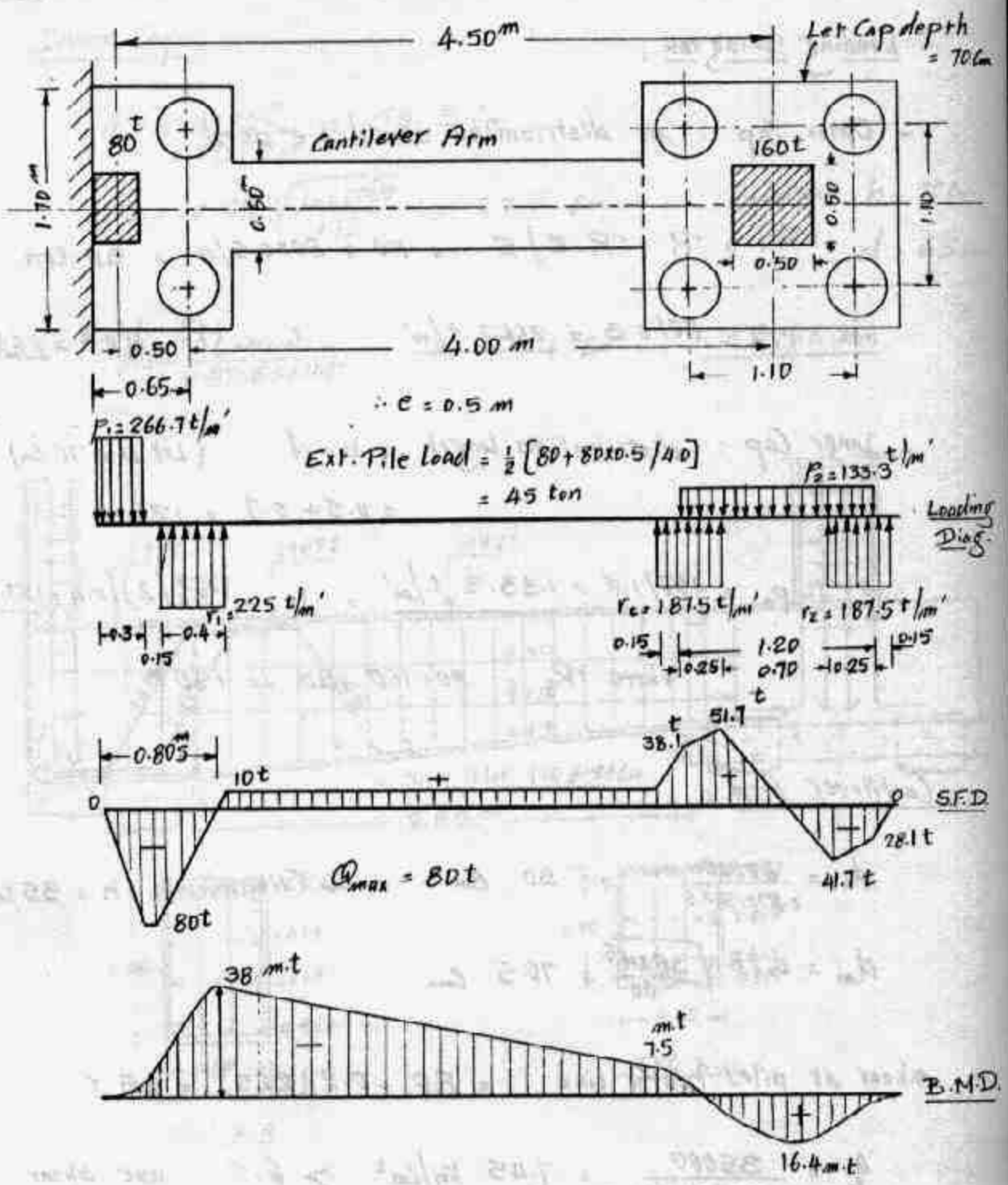
$A_{s_t} = 20\ \phi 16 \quad (40\ cm^2)$.

No check is needed for shear in the transversed direction since the interference bet. Col. load & pile is clear. Also, the corresponding footing width is large (B = 2.80 m).

—((Table for the footing Design))—

R.C. Footing Dimension (m)			Bottom Reinft. (mm)		Top Reinft. (mm)		Plain Conc. Footing (m)			Comments
B	L	h	Long.	Trans.	Long.	Trans.	B	L	h	
1.7	2.8	0.95	12 ϕ 19	20 ϕ 16	6 ϕ 19 + 4 ϕ 13	10 ϕ 16 + 6 ϕ 13	2.0	3.0	0.2	—

Ex. 2-18



Maximum Bending Moment for the cantilever arm = 38 m.t

" " " " " inner cap = 16.4 m.t

Ex.2-18

Loading Diagram ;

- Outer Cap : no distribution should be used

$$R_1 = P_1 + P_1 \cdot e/S = 80 + 80 \times 0.5/4 = 90 \text{ ton}$$

$$P_1 = 80/0.3 = \underline{266.7 \text{ t/m'}} \quad , \quad r_1 = (R_1)/0.4 = \underline{225 \text{ t/m'}}$$

- Inner Cap : distribution length = b + d (Let d = 70 Cm)

$$= 0.5 + 0.7 = 1.20 \text{ m}$$

$$\therefore P_2 = 160/1.2 = \underline{133.3 \text{ t/m'}} \quad , \quad r_2 = (R_2/2)/0.4 = \underline{187.5 \text{ t/m'}}$$

where $R_2 = 80 + 160 - 90 = 150 \text{ t}$

Cantilever Arm ;

$$d_s = \frac{80000}{0.87 \times 170 \times 6} = 90 \text{ Cm} \longrightarrow \text{Critical} \quad \therefore h = 95 \text{ Cm}$$

$$d_m = 0.28 \sqrt{\frac{38 \times 10^5}{60}} = 70.5 \text{ Cm}$$

shear at piles conter line $= 80 - 0.2(225) = 35 \text{ t}$

$$q_s = \frac{35000}{0.87 \times 90 \times 60} = 7.45 \text{ kg/Cm}^2 > 6.0$$ Use shear Reinft.

4 br. stirr. ϕ 8 mm @ 20 Cm and 4 bent down bars ϕ 22 at 60°.

$$A_s = \frac{38 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 90} = \underline{35 \text{ Cm}^2 \ (10 \phi 22)}.$$

Ex. 2-18

Inner Cap ;

$$d_s = \frac{51700}{0.87 \times 170 \times 6} = 58.3 \text{ Cm}$$

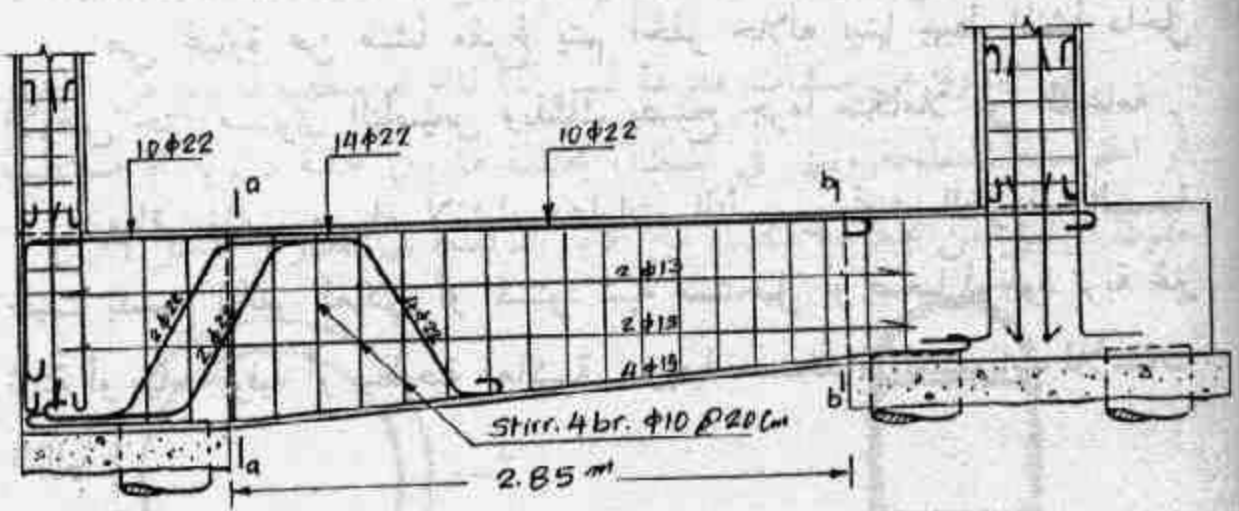
$$d_m = 0.28 \sqrt{\frac{1640000}{170}} = 27.5 \text{ Cm}$$

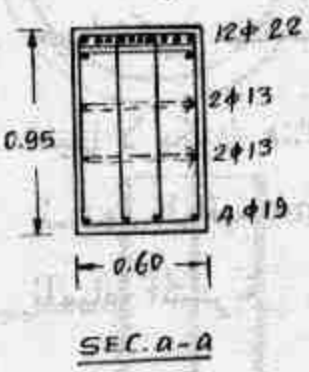
Consider $h = 70$ Cm

$d = 65$ Cm

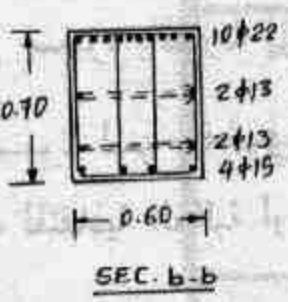
$$A_s = \frac{1640000}{0.87 \times 65 \times 1400} = 21.4 \text{ Cm}^2$$

12 ϕ 16 mm





SEC. a-a



SEC. b-b

Reinforcement of Cantilever Arm

(Cantilever Cap)

II ـ القيسونات والدعامات المفرغة Caissons and Drilled Piers :

حينما يكون اختيار الأساس العميق ضرورياً يكون الاختيار محصور بين الخوازيق والتي تمثل النوع الأول منها وبين الدعامات المنفذة بالتفريغ والقيسونات والتي تمثل النوع الرئيسي الثاني من الأساسات العميقة . وتعتبر الدعامات والقيسونات أساسات ذات قدرة تحمل عالية كما أنها الاختيار الأمثل والأوحد لحالات عملية عديدة سنعرض لها في سياق الموضوع .

القيسونات Caissons :

تعريف :

هي عبارة عن منشأ مفرغ يتم الحفر خلاله بينما يهبط المنشأ داخل الأرض حتى مستوى التأسيس وبذلك يصبح جزءاً متكاملاً من الدعامة .

والقيسونات وسيلة لإنشاء دعامات التأسيس تحت الظروف الصعبة حيث يصبح الحفر العادي أو المسنود شبه مستحيل أو صعباً لوجود تربة غير ثابتة أو مياه جوفية أو سطحية معاكسة . ويجبذ استخدام القيسونات للأسباب التالية :

١ ـ حينما تكون مساحة سطح التأسيس صغيرة بالمقارنة إلى عمق المياه .

٢ ـ حينما لا يكون هناك نسبة نجاح مضمونة للنزح الجوفي عند استخدام السدود الواقية Cofferdams وذلك للنفاذية العالية أو للضغط العالي للمياه المتسربة .

٣ ـ حينما تكون التربة المحفورة عرضة للتدفق Piping خلال الحفر المفتوح .

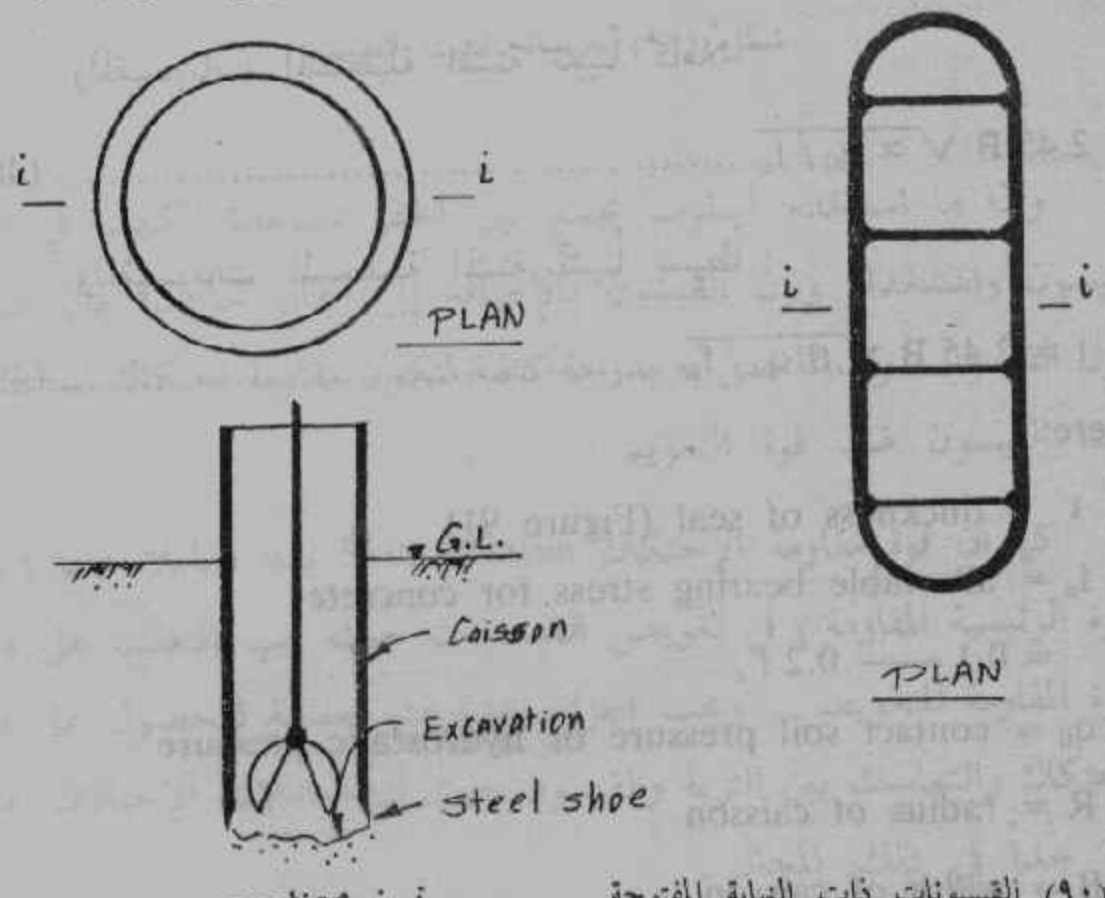
٤ ـ حينما لا يكون دق الستائر اللوحية مسهلاً نتيجة لإعتراضها بواسطة كتل صخرية .

أنواع القيسونات :

هناك ثلاث أنواع للقيسونات تعتمد في تصنيفها على طريقة التشييد وعلى موقع الإنشاء . وتلك القيسونات ذات النهاية المفتوحة Open End Caissons والقيسونات ذات النهاية المغلقة (الصندوقية) Closed End (Box) Caissons وأخيراً القيسونات المنفذة بالهواء المضغوط Penumatic Caissons . وتستعمل القيسونات ذات القاع المفتوح في الأساسات المشيدة داخل التربة الغير معرضة لسطح مياه حر أعلى من سطح الأرض بينما يصلح النوعان الثاني والثالث لتشييد الأساسات العميقة لقاع بحيرة أو نهر أو بحر .

أولاً : القيسونات ذات النهاية المفتوحة Open End Caissons :

هي عبارة عن منشآت مفرغة ليس لها قاع أو سقف تصنع من الحديد أو الخرسانة المسلحة وتبنى في أشكال مختلفة ما بين خلية دائرية أو مستطيلة مفردة أو تبنى من مجموعة متصلة من الآبار الرأسية كما يظهر في شكل (٩٠) .



شكل (٩٠) القيسونات ذات النهاية المفتوحة

هذا وتزود حوائط القيسون بكعب مقوي : حديدي أو خشبي للمساعدة في الحفر أسفل القيسون وتغويصه وحينما يستقر القيسون على الطبقة الصالحة للتأسيس تصب الخرسانة (غالباً تحت المياه) في القاع المفتوح كعازل لعمق يكفي لدفع المياه Uplift Pressure لتجنب انهيار أو تعويم القيسون أثناء نزح المياه من داخله ويمكن عمل خوازيق شد أو أية وسيلة أخرى لمنع التعويم Floatation وذلك بإضافة خرسانة أخرى تصب في قاع القيسون Termie - Real تحت الماء وهي طريقة غير مرغوب فيها ولكنها الطريقة الوحيدة في الأماكن التي بها منسوب المياه الجوفية عالية .

ولحساب سمك هذه الطبقة t اللازمة لتثبيت الحافة تثبيتاً كاملاً Edge Fixed للقيسونات الدائرية .

$$t = 0.8\ R \sqrt{q_0 / f_c} \quad \ldots\ldots (46)$$

وللقيسونات الدائرية المثبت تثبيتاً بسيطاً عند الحواف :

$$t = 1.09\ R \sqrt{q_0 / f_c} \quad \ldots\ldots (47)$$

وللقيسونات المستطيلة المثبتة تثبيتاً كاملاً :

$$t = 2.45\ B \sqrt{\alpha\ q_0 / f_c} \quad \ldots\ldots (48)$$

وللقيسونات المستطيلة المثبتة تثبيتاً بسيطاً :

$$t = 2.45\ B \sqrt{\beta\ q_0 / f_c} \quad \ldots\ldots (49)$$

Where:

t = thickness of seal (Figure 91)

f_c = allowable bearing stress for concrete

$= 0.1 \text{ —— } 0.2\ f'_c$

q_0 = contact soil pressure or hydrostatic pressure

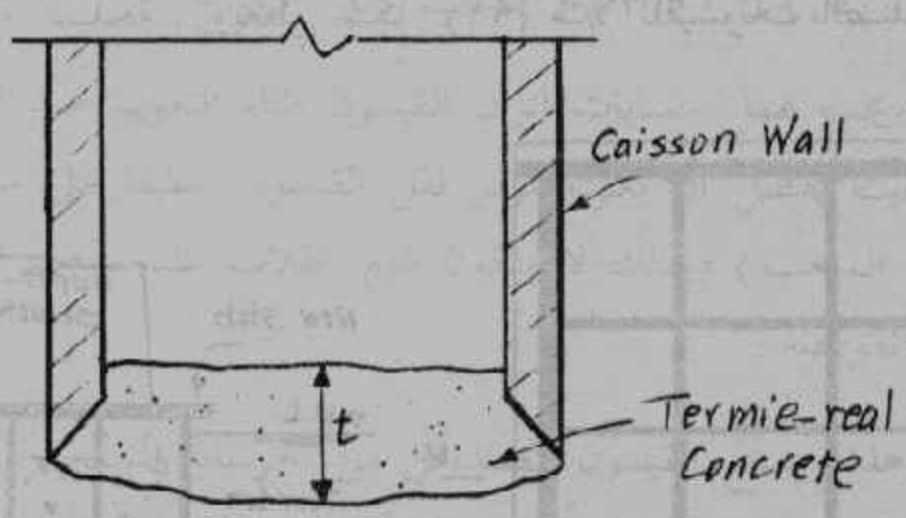
R = radius of caisson

B = width of caisson

وتعطي قيم المعاملات α ، β من جدول (١٢) حيث القيم الحدية للمعامل α هو (1 / 12) وللمعامل β هو (1 / 8) .

جدول (١٢) المعاملات α ، β لتصميم القيسونات

L:B	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3	α*
α	0.051	0.064	0.073	0.078	0.031	0.083	0.083	0.083 at edge in B direction
β	0.048	0.063	0.075	0.086	0.095	0.102	0.119	0.125 at center



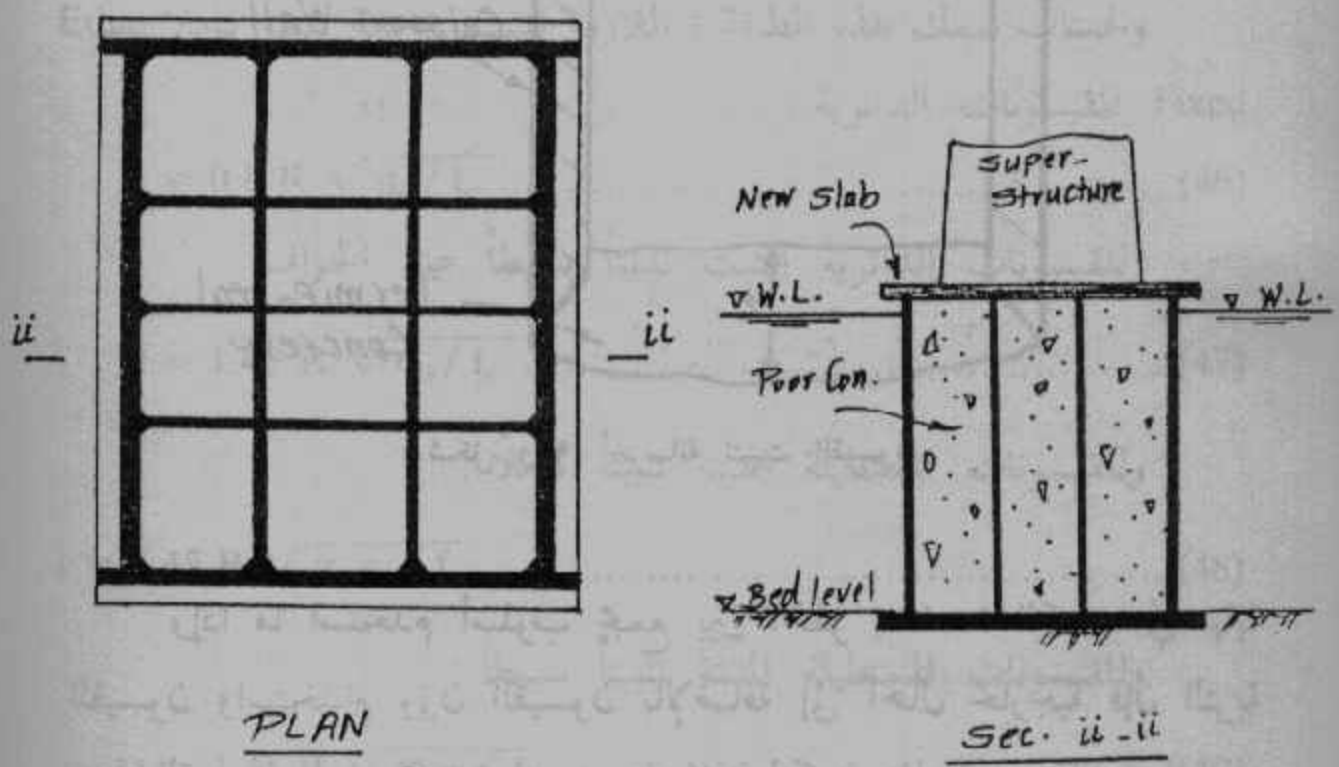
شكل (٩١) خرسانة تثبيت القيسون

وإذا ما استخدم أسلوب يجمع بين الحفر بمساعدة الكعب في نهاية القيسون واستخدام وزن القيسون بالإضافة إلى أحمال خارجية فإن التربة حول القيسون سوف تلتصق به بدرجة كافية لتكون مقاومة احتكاك تساعد في ثبات القيسون ضد قوة التعويم .

كما أن قوة مقاومة الإحتكاك Skin Friction يعد معاملاً هاماً (ربما القوة الرئيسية المقاومة) في تغويص القيسونات حيث يجب التغلب على هذه القوة المقاومة للتغويص . ويجب اجراء اختبارات معملية للحصول على قيم الإحتكاك والتماسك بين التربة والقيسون حيث أن معاملات الإحتكاك تعتبر هامة جداً في ذلك المجال .

ثانياً : القيسونات الصندوقية Box Caissons :

تختلف هذه القيسونات عن النوع السابق وذلك لوجود قاع لها . وتستخدم هذه الأنواع الصندوقية في عمل أرصفة الموانىء أو الجزر الصناعية ولا حاجة لحفر القاع أو النزول لعمق كبير في مثل هذه الأعمال البحرية حيث يتم تمهيد القاع بواسطة الغطاسين بعمل فرشة من الدبش . وبعد تغويص القيسونات في مكانها فإنها تملأ بالركام أو الخرسانة الفقيرة ثم يعمل لها أرضية من الخرسانة المسلحة . ويعطي شكل (٩٢) مثالاً للقيسونات الصندوقية .



شكل (٩٢) القيسونات الصندوقية

هذه القيسونات تتميز بالضخامة حتى أن بعضها قد يصل إلى ٣٠ × ١٦ متر . والقيسونات الضخمة يتم عملها من خلايا متجاورة لتقليل ضغوط المياه المحيطة وبذلك يمكن تشييدها من قطاعات صغيرة نسبياً . كما أن عملية التغويص تتم بتحكم أفضل للقيسونات ذات الخلايا إذا كانت القيسونات من النوع العملاق . وذلك حيث يمكن التحكم في عمليات

اضافة الردم أو الخرسانة أو الماء بالتدريج في الخلايا للتوازن .

وهناك عاملان يجب مراعتهما في القيسونات التي تسحب إلى موقع الأساس وذلك بالتعويم Floatation :

١ ـ يجب توافر عمق مياه كاف Draft لتعويم القيسون .

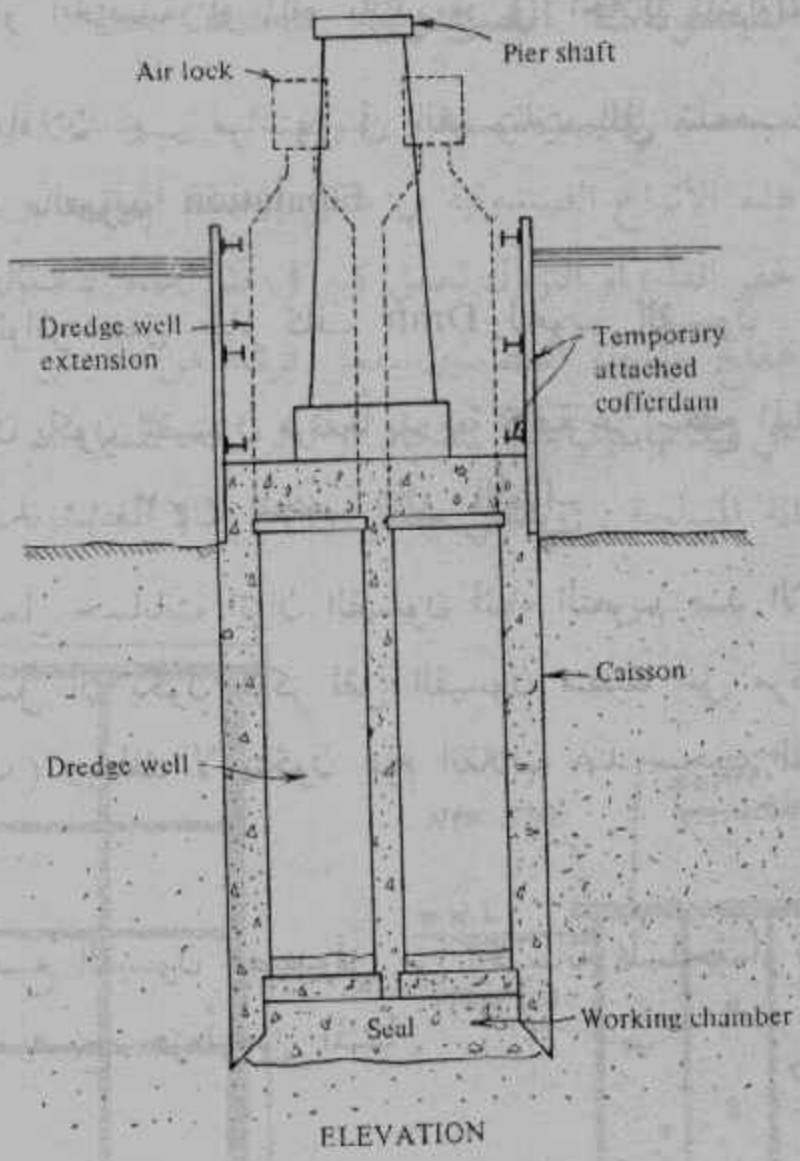
٢ ـ يجب أن يكون القيسون مرتفعاً بدرجة كافية عن سطح المياه (ما بين ١,٥٠ ـ ٣,٠٠ م) لتجنب تأثير الأمواج .

ويجب عمل حسابات اتزان القيسون أثناء التعويم ضد الانقلاب في الماء حيث يفضل أن يكون مركز ثقل القيسون منطبقاً على مركز التعويم (مركز السحب) وبذلك لا يتكون عزم انقلاب عند سحب القيسون إلى مكان تغويصه .

هذا ويصنع القيسون الصندوقي من الخرسانة المسلحة أو من الحديد وبعد تغويصه يصبح جزءاً من المنشأ .

ثالثاً : قيسونات ضغط الهواء Penumatic Caissons :

تعرف هذه القيسونات بأنها عبارة عن صندوق يعمل من الخرسانة والصلب بجوانب رأسية وحوائط داخلية يضخ الهواء المضغوط داخلها (داخل غرفة التشغيل) للتغلب على ضغوط المياه مما يحافظ على بقاء غرف التشغيل جافة خالية من المياه مما يسمح للعمال بالعمل داخل غرفة التشغيل بالحفر وبالتالي بتغويص القيسون . وتتصل هذه الغرفة بأهوسة هوائية لمعادلة الضغوط داخلها بالضغط الجوي . وتحسب ضغوط الهواء تبعاً للعمق الذي يعمل فيه العمال حيث يتناسب الضغط الهيدروستاتيكي المراد التغلب عليه مع العمق كما هو معلوم . ويعطي شكل (٩٣) رسماً تخطيطياً لقيسون ضغط الهواء لأساس دعامة كوبري .



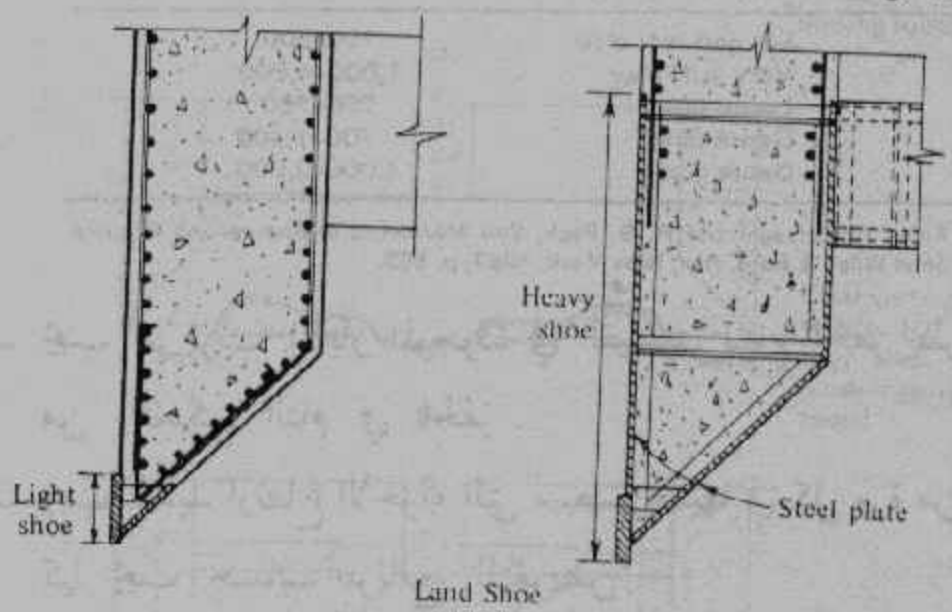
Typical bridge pier caisson.

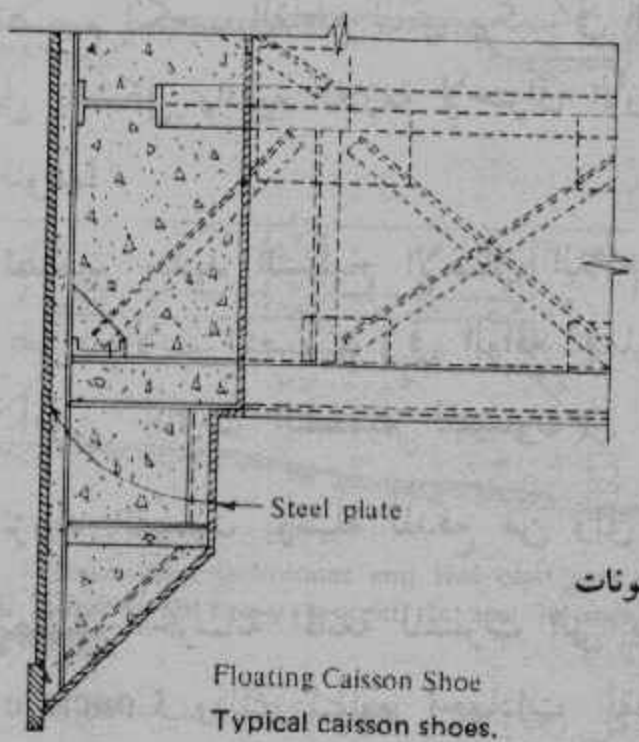
شكل (٩٣) قيسونات ضغط الهواء

اعتبارات تصميم قيسونات ضغط الهواء :

لتنفيذ قيسونات ضغط الهواء فإنه يجب مراعاة الخطوات التالية :

١ ـ يجب اعداد الأرض في الموقع لارتكاز كعب القيسون والذي ينفذ بأحد الأشكال المبينة بشكل (٩٤) . وقد يصل الأمر إلى حفر الأرض لعمق يصل إلى ثلاثة أمتار وذلك لإزالة الطبقات السطحية التي قد تؤثر في التغويص والتي قد تسبب (في حالة عدم ازالتها) في ميل القيسون .





شكل (٩٤) كعب القيسونات

Typical caisson shoes.

٢ ـ تحدد قيم قوة الإحتكاك المتولدة على الأسطح الجانبية للقيسون والتي يجب التغلب عليها بقوى التغويص (وزن القيسون وما يحمل من أوزان اضافية) ويمكن استخدام القيم المعطاة في جدول (١٣) كدليل لحساب قوى الإحتكاك المراد التغلب عليها :

جدول (١٣) قوى الإحتكاك المتولدة على أسطح القيسونات

VALUES OF SKIN FRICTION FOR CAISSONS*

Type of Soil	*Skin Friction, psf*
Silt and soft clay	150–600
Very stiff clay	1,000–4,000
Loose sand	250–700
Dense sand	700–1,400
Dense gravel	1,000–2,000

*From K. Terzaghi and R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1967, p. 563.

٣ ـ يجب أن ترتب الابار الموجودة في القيسون لزوم الحفر بطريقة تمكن من التحكم التام في الحفر .

٤ ـ يجب تحديد ارتفاع الأجزاء التي سيصير صبها في كل مرة من القيسون كما يجب حساب برنامج التغويص .

٥ ـ يجب تصميم الكعب القاطع الذي يركب في القيسون وكذلك غرفة التشغيل بالشكل والقوة اللازمة لإختراق الأرض في موقع العمل طبقاً لنوعها .

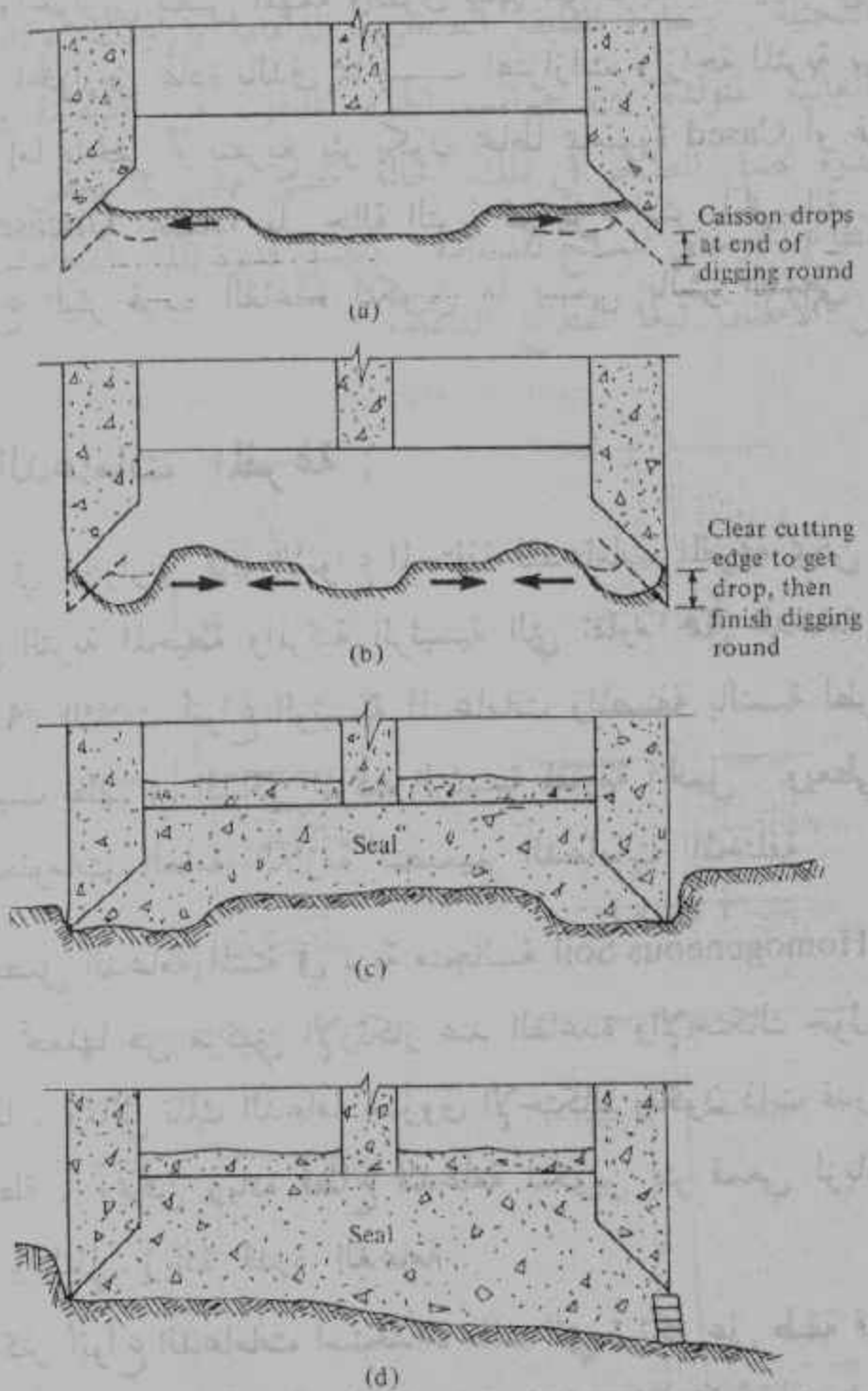
٦ ـ يجب تصميم حديد التسليح الإضافي اللازم لعمليات التغويص كحالة من حالات التصميم (في الواقع عملية التغويص عادة ما تكون أقسى حالات التصميم للقيسون) .

٧ ـ يجب تزويد القيسون بوسيلة للدفع من وإلى القيسون Jetting .

٨ ـ يجب تصميم الخرسانة المانعة للتسرب التي يتم صبها عند القاع Concrete Seal وذلك لتقاوم اجهادات القص .

٩ - يجب توبد هذه القيسونات بأغطية أمان لآبار الحفر وأرصفة وسلالم وخلافة لتسهيل عملية الإنشاء .

١٠ - يجب مراعاة الحفر في غرفة التشغيل وأسفل الكعب وكذلك انهاء العملية كما هو وارد في شكل (٩٥) .



Excavation techniques and seal configurations in rock. (a) Soft ground; (b) heavy ground; (c) seal in rock; (d) seal in sloping rock.

شكل (٩٥) تقنية الحفر وانهاء عملية التغويص

الدعامات المفرغة Drilled Piers :

الدعامات هي أساس عميق ينفذ بملء تفريغ في التربة بشكل الدعامة بالخرسانة وذلك لنقل وتوزيع حمل المنشأ إلى الطبقات التحتية . وتقوم الدعامات والخوازيق بنفس المهمة والفرق بينهما هو طريقة التنفيذ لكل منهما . حيث تنفذ الخوازيق عادة بالدق مما يسبب اهتزازات وإزاحة للتربة بينما تنفذ الدعامات إما بالحفر أو بتفريغ بئر يكون محاطاً بماسورة Cased أو غير محاط بماسورة Uncased اعتماداً على حالة التربة ثم يملء البئر بالخرسانة . ويمكن زيادة قطاع البئر قرب القاعدة لتكوين ما يسمى بالبئر القمعي Belled Pier .

أنواع الدعامات المفرغة :

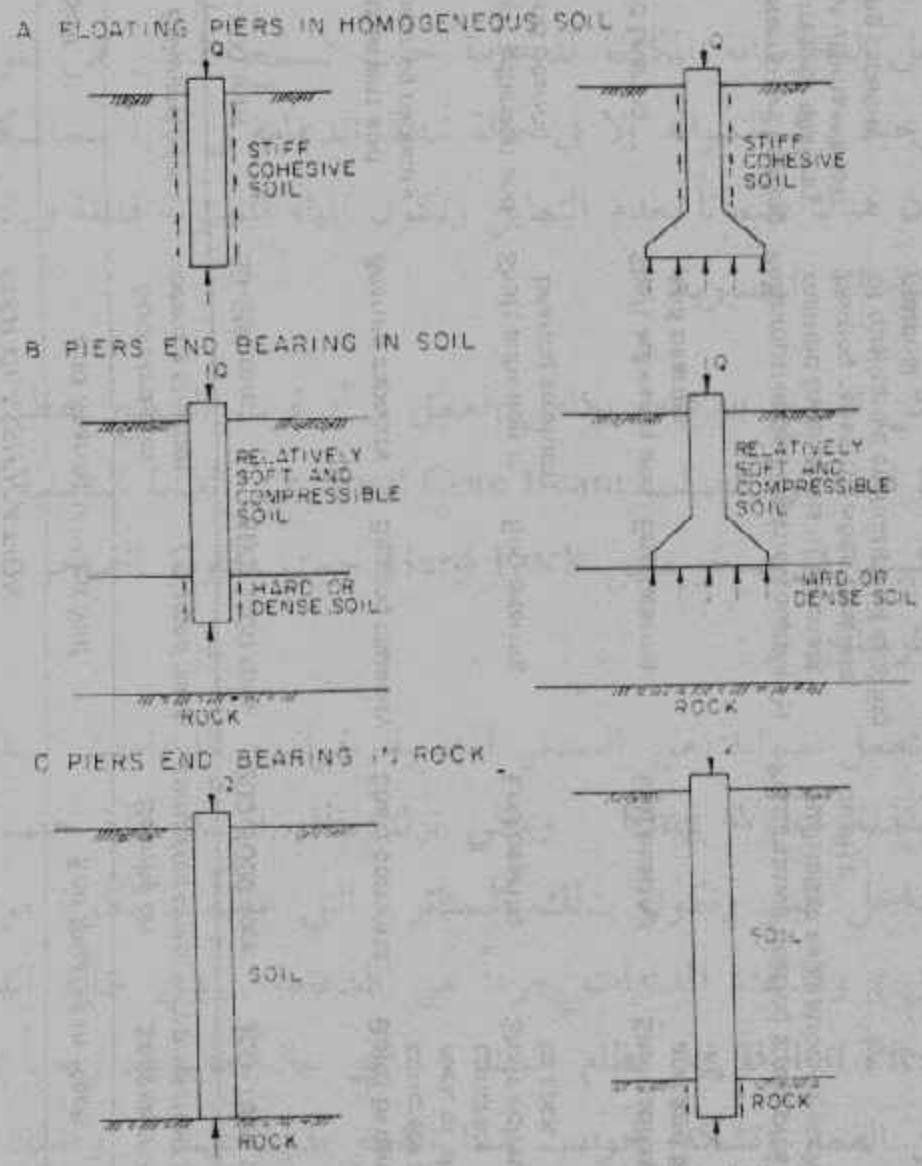
كما في الخوازيق فإن الأنواع المختلفة للدعامات المفرغة يمكن تصنيفها تبعاً لنوع التربة المحيطة والمركبة الرئيسية التي تقاوم حمل الدعامة . ويبين شكل (٩٦) الثلاث أنواع الرئيسية للدعامات والمصنفة بالنسبة لطريقة نقل الحمل حيث يظهر في الشكل المركبة الرئيسية لمقاومة الحمل . ويعطي جدول (١٤) المعلومات العامة اللازمة لتصميم الدعامات المختلفة .

وتحصل الدعامة المثبتة في تربة متجانسة Pier in Homogeneous Soil على قدرة تحملها من مركبتي الإرتكاز عند القاعدة والإحتكاك حول السطح الجانبي لها . وتماثل تلك الدعامة خازوق الإحتكاك وتكون ذات قدرة ضعيفة إلى متوسطة . ويمكن زيادة قطاع الدعامة لتكوين بئر قمعي لزيادة مركبة الإرتكاز وبالتالي زيادة قدرة الدعامة .

وأكثر أنواع الدعامات استخداماً تلك التي ترتكز على طبقة قوية حيث تعمل كدعامة ارتكاز حيث تخترق الدعامة طبقات ضعيفة أو منضغطة لتنتهي بطبقة من الرمل الكثيف أو الصخر وعليه فمركبة الإحتكاك يمكن اهمالها . وتصمم الدعامة كعضو ضغط تحت الحمل السطحي Q . وعادة ما تكون

دعامات الإرتكاز القمعية ذات كفائة عالية لزيادة مساحة الإرتكاز .

هذا وتمثل الدعامات المرتكزة على طبقة صخرية صماء Sound Rock أو مثبتة فيها (شكل c - 96) النهاية القصوى لقدرة تحمل الأساسات . حيث تكون مقاومة قطاع الدعامة الخرساني هو الحكم وليس قوة تحمل التربة أو الطبقة التحتية . وتقاوم الطبقة الصخرية الدعامة بالإرتكاز وكذلك بقوى القص العالية المتولدة بين جوانب الجزء المدفون من الدعامة والصخر . وتصل قدرة تحمل الصخر في تلك الحالة أقصى مدى بما يغطي غالباً قدرة تحمل القطاع الخرساني المسلح للدعامة . وتصل قدرة تلك الدعامات إلى عدة آلاف من الأطنان تبعاً لقطاع الدعامة .



Principal classifications of drilled piers.

شكل (٩٦) تصنيف الدعامات

جدول (١٤) أسس تصميم الدعامات

DESIGN BASIS FOR VARIOUS CLASSIFICATIONS OF DRILLED PIERS

Design Factor	*PIER CLASSIFICATION*					
	Homogeneous Soil		*End Bearing in Hard Soil*		*End Bearing in Rock*	
	Straight shaft	*Enlarged base*	*Socketed into bearing stratum*	*Enlarged base*	*Bearing on competent rock*	*Socketed into competent rock*
Approximate Range of Working Load	10–150 tons	50–500 tons	50–250 tons	100–3000 tons	200–7000 tons	300–7000 tons
Usual Limiting Design Criterion	Settlement	Settlement and bearing capacity	Bearing capacity	Bearing capacity	Shaft concrete	Bond between concrete and rock or shaft concrete
Major Component of Resistance at Working Load	Shaft adhesion	Shaft adhesion and end bearing	Shaft adhesion in bearing stratum	End bearing	End bearing	Shaft adhesion in rock
Major Component of Resistance at Ultimate Load	Shaft adhesion	End bearing	Shaft adhesion and end bearing	End bearing	End bearing	Shaft adhesion and end bearing
Usual Method of Obtaining Design Working Load	Analytical consideration of shaft adhesion	Presumptive bearing stress or analysis of ultimate bearing capacity	Presumptive bearing stress supplemented by analysis of ultimate bearing capacity, when possible, or qualitative evaluation of bearing material		Presumptive bearing stress plus qualitative evaluation of rock quality	
Requirement for Down-the-Hole Inspection	On selected piers	Every pier	Every pier	Every pier, probe or core below selected piers	Every pier, probe or core below selected piers	

وتتكون الدعامة من خرسانة أو خرسانة محاطة بغلاف صلب Steel Casing يترك في التربة . ويعتمد استخدام الغلاف الصلب من عدمه على نوع التربة التي تخترقها الدعامة ودرجة اتزانها رأسياً وقدرتها على الإحتفاظ بالجوانب دون أن تتهايل أثناء صب الخرسانة وكذلك على حالة سريان المياه الجوفية إلى البئر واتزان الجوانب أثناء سريان (أو تدفق) المياه وكذلك تأثير المياه على سلامة الخرسانة الطازجة واحتمال انفصال مكونات الخرسانة من عدمه .

وعموماً لقد أصبح من المألوف ترك السواند المعدنية المكونة لجوانب البئر في مكانها وعدم سحبها أثناء صب الخرسانة مما يتيح استخدام اجهادات تشغيل أعلى للخرسانة المكونة للدعامة حيث تسمح الكثير من المواصفات بذلك . ويجبذ ترك السواند إلا في حالة تنفيذ الدعامة في تربة متماسكة صلبة حيث يكون هناك ضماناً بعدم التهايل وتكون المياه المتسربة قليلة وبالتالي غير ضارة بالخرسانة المصبوبة .

ويمكن تسليح الدعامة بكامل العمق ، أو قرب السطح فقط . ويلزم عمل كمرة قلب من الصلب Steel Core Beam عند النهاية السفلية للدعامة في حالة تثبيتها في صخر قاس Hard Rock حيث مقاومة الصخر أعلى من مقاومة الخرسانة .

وتستعمل سواند من الستائر المعدنية لجوانب الدعامات تسند غالباً بمدادات مقفلة Ring Wales . ويمكن ترك نظام السند هذا حيث تصب الخرسانة داخل البئر وتكوّن بذلك الستائر (التي غالباً ما تكون من النوع الغير عميق) وكذلك المدادات جزءاً من الدعامة . وفي حالة الدعامات القمعية Billed Piers فإن نظام السند (الذي غالباً ما ينفذ رأسياً) ينتهي قبل تكوين القمع وتشكل جوانب هذا القمع بدون سند . وكذلك تصب الخرسانة مباشرة ملاصقة للتربة التحتية .

ويمكن للقارىء أن يلاحظ صعوبة تكوين مثل هذا القمع إذا كانت الطبقة المحيطة عالية النفاذية وكان منسوب المياه الجوفية مرتفعاً . وعليه فلا ينفذ البئر القمعي إلا إذا كانت مشاكل المياه الجوفية غير متواجدة .

استخدامات الدعامات المفرغة :

عندما يكون اختيار الأساس العميق ضرورياً فإن اختيار الدعامات المفرغة كبديل للخوازيق يجب أن يكون وارداً . ولا يحكم اختيار أياً من النوعين السابقين التكاليف فقط بل يتعداها إلى عدة عوامل فنية وتقنية . ومن هذه العوامل تأثير خطوات التنفيذ في قدرة تحمل التربة أو الصخر وكذلك تأثير التربة والمياه الجوفية على التنفيذ وعلى الأساس ككل . ومن مميزات الدعامات المفرغة ما يلي :

١ ـ يمكن التأكد من نوعية التربة الحاملة وذلك بتفقدها بالنظر وباجراء اختبارات حقلية عليها وذلك لإمكان النزول في البئر قبل صب الخرسانة .

٢ ـ يمكن الحفر خلال الطبقات القاسية من الرمل المتحجر وخلال طبقات الردم المحتوية على أحجار وصخور وخلال الصخر المتحلل Weatherd Rock بينما لا يكون دق الخوازيق بالضرورة ممكناً في مثل هذه الطبقات .

٣ ـ حيث أن تنفيذ الدعامات بالتفريغ تقريباً لا يتسبب في قلقلة التربة المحيطة فإن المنشآت المجاورة لا يتسبب الإنشاء في حدوث أية تصدعات لها . وذلك بعكس الحال للخوازيق المدقوقة .

٤ ـ لا تحدث اهتزازات أو ضوضاء أثناء تنفيذ الدعامات .

٥ ـ حيث أن حمل الدعامة يكون مساوياً لحمل العامود فلا حاجة

لاستخدام وسادة Cap لنقل الحمل إليها مما يوفر تكاليف هذه الوسائد التي تكون ضرورية مع الخوازيق .

على أن استخدام الدعامات المفرغة لا يخلو من العيوب ومنها :

١ ـ النجاح في تنفيذ الدعامات المفرغة يعتمد بدرجة كبيرة على خبرة ومهارة المنفذ (المقاول وجهازه الفني) .

٢ ـ وجود المياه الجوفية قد يسبب عدم الثقة في نوعية الخرسانة المكونة للدعامة وقد يسبب نزح المياه عدم الثقة في قدرة تحمل الطبقة التحتية التي ترتكز عليها الدعامة .

وباعتبار العوامل التقنية والتكاليف وجدول التنفيذ وظروف الموقع والمبان المحيطة يمكن أخذ قرار في اختيار النوع المناسب كأساس عميق . وعلى أية حال فإن المميزات قد لا تكون واضحة قبل الشروع في التنفيذ ويكون الإختيار مبني على الخبرة للمهندس .

وتعطي جداول (١٥) ، (١٦) المعلومات اللازمة لتصميم الدعامات المرتكزة على الصخر أو المثبتة Socketed Into في الصخر . حيث يعطي جدول (١٥) التماسك بين الخرسانة والصخر بناءً على أبحاث ومواصفات مختلفة وكذلك لأنواع مختلفة من الصخر الذي يتراوح بين صخر مفتت Weatherd إلى صخر أصم Sound, Hard . ويحبذ اختيار القيم المعطاة بواسطة وايت وكوتس (١٩٦٧) White and Coates وذلك لأن القيم المسموح بها تحسب كنسبة من مقاومة الضغط الأقصى للخرسانة f_c . ويلاحظ أن القيمة المسموح بها تبعاً لمواصفات مدينة نيويورك هي متوسط القيم المعطاة بواسطة وايت وكوتس .

جدول (١٥) قيم التماسك بين الصخر والخرسانة

ADHESION BETWEEN ROCK AND CONCRETE

Investigator	*Measured Values (psf)*	*Presumptive Values Allowed (psf)*	*Remarks*
Schmidt (1956)	41,200		A "solid rock" formation
Moore (1964)	20,000 (Failure not reached)		Weathered sandstone and shale
ASCE and New York City	55,600 (Failure not reached)		Manhattan schist
Lovaas (1970)	184,300 to 288,000		Laboratory tests on 2" diameter sockets in limestone
New York City Building Code		28,800	Sound, hard rock (to be verified)
White (1967) and Coates (1967)		$0.05f'_c$	f'_c = Ultimate concrete strength f'_c — Adhesion 3000 psi — 21,600 psf 4000 psi — 28,800 psf 5000 psi — 36,000 psf

أمثلة محلولة للقيسونات والدعامات :

١٩ ـ قيسون قطره الداخلي ٥,٠٠ م وسمك جدرانه المصنوعة من الخرسانة المسلحة ٣٥ سم . مطلوب تغويصه إلى عمق ١٠,٠٠ متر حتى يرتكز على طبقة رملية كثيفة أعطت في اختبار الإختراق القياسي عدد من الدقات N = 24 . منسوب سطح المياه الحر عند سطح الأرض . المطلوب حساب سمك الخرسانة اللازم لمنع دخول المياه ومقاومة قوى الدفع الهيدروستاتيكي . كذلك المطلوب حساب اتزان القيسون تحت قوى دفع المياه . التربة المحيطة بالقيسون طينة لينة .

٢٠ ـ احسب قدرة تحمل دعامة مربعة في المسقط الأفقي طول ضلع المربع ٣,٠٠ متر . منسوب التأسيس - ١٢,٠٠ متر أسفل سطح الأرض . الدعامة مصنوعة من الخرسانة العادية . تربة التأسيس

جدول (١٦) اجهادات التحميل المسموح بها للصخر

PRESUMPTIVE BEARING VALUES FOR ROCK[a] (TONS PER SQUARE FOOT)

Code	*Year*	*Massive Crystalline Bedrock*	*Sound Foliated Rock*	*Sound Sedimentary Rock*	*Soft and Broken Rock Excluding Shale*	*Shales Soft*	*Broken Shales*
Baltimore	1962	100	35	–	10	–	To be fixed by comissioner
BOCA[b]	1970	100	40	25	10	4	1.5
Boston	1970	100	50	10	10	–	To be fixed by building official
Chicago[c, d]	1970	100	100	100	–	–	–
Cleveland	Code 1951 Suppl. 1969	–	–	25	–	–	–
Dallas	1968	Max. value = 20% of ultimate crushing strength					
Detroit[d]	1956	100	100	100	12	12	–
Indiana	1967	Not more than 20% of the ultimate crushing strength					
Kansas City	Code 1961 Rev. 1969	Max. value = 20% of ultimate crushing strength					
Los Angeles	1970	10	4	3	1	1	1
New York City[d]	1970	60	60	60	8	–	–
Ohio	1970	100	40	15	10	4	–
Philadelphia	1969	50	20	15	10-15	8	–
Pittsburgh[d]	Code 1959 Ord. 1969	25	25	25	8	8	–
Richmond	1968	100	40	25	10	4	1.5
St. Louis	Code 1960 Ord. 1970	100	40	25	10	1.5	1.5
San Francisco	1969	3-5	3-5	3-5	–	–	–
Uniform Building Code	1970	Max. value = 20% of ultimate crushing strength					

[a] The values in this table should not be used without first checking with the particular code for changes.
[b] Building Officials Conference of America, Inc.
[c] Allows increase of 20% of bearing capacity for each foot of embedment (beyond initial required depth), but should not exceed twice the given values.
[d] Code uses term "Solid" or "Hard Sound" rock; does not differentiate between kinds or rock.

جدول (١٥) قيم التماسك بين الصخر والخرسانة

ADHESION BETWEEN ROCK AND CONCRETE

Investigator	*Measured Values (psf)*	*Presumptive Values Allowed (psf)*	*Remarks*
Schmidt (1956)	41,200		A "solid rock" formation
Moore (1964)	20,000 (Failure not reached)		Weathered sandstone and shale
ASCE and New York City	55,600 (Failure not reached)		Manhattan schist
Lovaas (1970)	184,300 to 288,000		Laboratory tests on 2" diameter sockets in limestone
New York City Building Code		28,800	Sound, hard rock (to be verified)
White (1967) and Coates (1967)		$0.05f'_c$	f'_c = Ultimate concrete strength

f'_c	Adhesion
3000 psi	21,600 psf
4000 psi	28,800 psf
5000 psi	36,000 psf

أمثلة محلولة للقيسونات والدعامات :

١٩ ـ قيسون قطره الداخلي ٥,٠٠ م وسمك جدرانه المصنوعة من الخرسانة المسلحة ٣٥ سم . مطلوب تغويصه إلى عمق ١٠,٠٠ متر حتى يرتكز على طبقة رملية كثيفة أعطت في اختبار الإختراق القياسي عدد من الدقات N = 24 . منسوب سطح المياه الحر عند سطح الأرض . المطلوب حساب سمك الخرسانة اللازم لمنع دخول المياه ومقاومة قوى الدفع الهيدروستاتيكي . كذلك المطلوب حساب اتزان القيسون تحت قوى دفع المياه . التربة المحيطة بالقيسون طينة لينة .

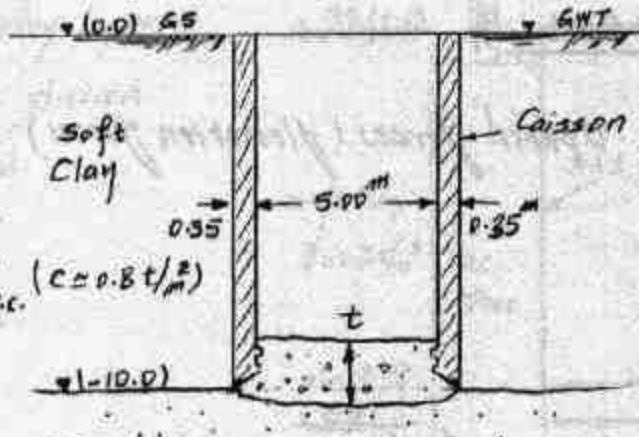
٢٠ ـ احسب قدرة تحمل دعامة مربعة في المسقط الأفقي طول ضلع المربع ٣,٠٠ متر . منسوب التأسيس - ١٢,٠٠ متر أسفل سطح الأرض . الدعامة مصنوعة من الخرسانة العادية . تربة التأسيس

رملية متوسطة إلى كثيفة ذات زاوية احتكاك داخلي ٣٢° ووحدة أوزان مشبعة ١,٨٥ طن / م٣ . منسوب السطح العلوي لطبقة التأسيس على عمق ١٠,٠٠ أسفل سطح الأرض والتربة التي تعلوها إلى سطح الأرض طينية لينة وحدة أوزانها ١,٦٠ طن / م٣ . منسوب المياه الجوفية أعلى منسوب التأسيس بمتر واحد . استخدم معامل أمان ٣,٠٠ لمقاومة التربة .

٢١ ـ احسب الحمل الذي يمكن حمله بدعامة مستديرة قطرها ٥,٠٠ متر ومصنوعة من الخرسانة المسلحة . الدعامة تنفذ محاطة بستائر لوحية تترك في الموقع . الدعامة ممتدة إلى صخر رسوبي أصم Sound Sedimentary . الدعامة مثبتة في الصخر بعمق ثلاثة أمتار . اعتبر مقاومة الخرسانة المسلحة للدعامة $f'_c = 250\ kg / cm^2$.

Ex. 2-19

a- Dewatering



q_0 = Caisson Wt./A + $\gamma_w \cdot h$

Caisson Wt. = $10(\pi)(5.35)(0.35)\gamma_{R.C.}$ ($C = 0.8\ t/m^2$)

$+ \frac{\pi}{4}(5)^2(t)\gamma_{R.C.}$

$= 147.1 + 43.2t$

$q_0 = (147.1 + 43.2t)/22.48$

$= 6.5436 + 1.922t \quad t/m^2$

For simply supported scal; $t = 1.09R\sqrt{q_0/f_c}$ ($f_c = 0.1 f_c'$)

for hydrostatic controls $t = 1.09(5.7/2)\sqrt{10/210}$

$= 0.68$ m (min. thickness)

for Caisson's Wt. Controls $t = 1.09(5.7/2)\sqrt{(6.5436+1.922t)/210}$

$t^2 = 0.046(6.5436 + 1.922t)$

$\therefore t = 0.6$ m

$\therefore$ Consider $t = 70$ cm

Ex. 2-19

b- Stability

Upward forces (floatation forces) $= \gamma_w h A$

$= 1.0(10)\left(\frac{\pi}{4}\right)(5.7)^2$

$= \underline{255.2 \text{ ton}}$

Downward forces = Caisson's Wt. + Q_s

Caisson's Wt. $= 147.1 + 43.2t$

$= 177.34$ ton

$Q_s = 0.8(\pi)(5.7)(10)$

$= 143.26$ ton

c. $W_t + Q_s = 320.6$ ton

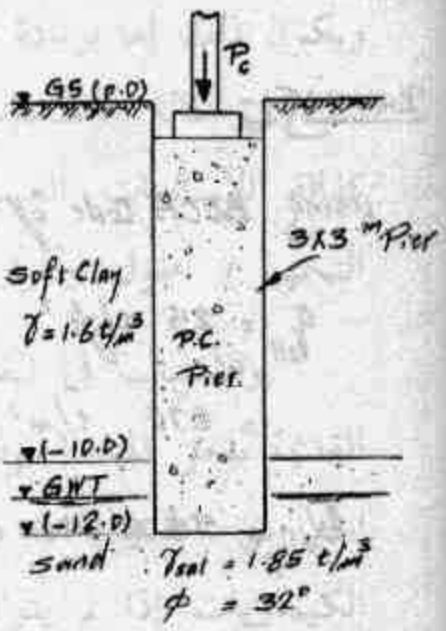
∴ Factor of safety against floatation $= 320.6/255.2$

$= \underline{1.256}$

* To increase the safety factor against floatation additional Wts may be placed on top of caisson befor dewatering.

Ex. 2-20

Side friction in the soft clay layer should be neglected. Also no friction at lower tip will be considered.



Bearing strength :-

$$Q_p = \bar{P} \cdot N_q \cdot A_{pier}$$

For $\phi = 32°$ and bored pier N_q according to Meyerhof $N_q = 90$

$$\bar{P} = 10 \times 1.6 + 1.0 \times 1.85 + 1.0 \times 0.85$$

$$= 18.7\ t/m^2$$

$$\therefore Q_p = 18.7 \times 90 \times 9.0 = 15147\ ton$$

$$\therefore \underline{Q_{all} = 5049\ ton}$$

Pier Material :-

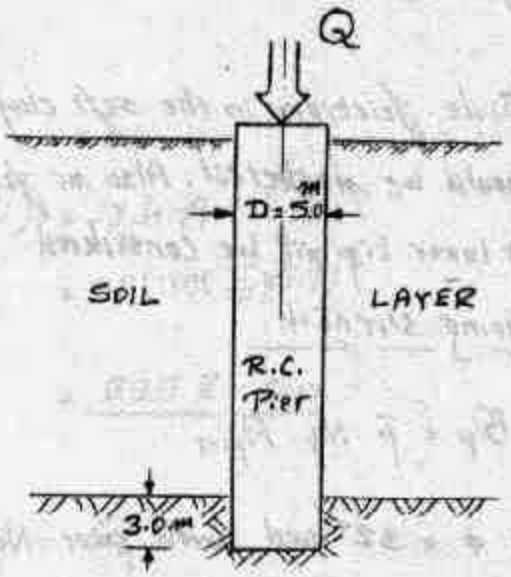
use $f_{c\,all} = 25\ kg/cm^2$ $(250\ t/m^2)$

$$Q_{all} = 250 \times 9 = \underline{2250\ ton} \quad \text{critical}$$

$$P_c = Q_{all} - \text{Pier's Wt.}$$

$$= 2250 - 12 \times 9 \times 2.2 = \underline{2012.4\ ton}$$

Ex. 2-21



Bearing :-

Using BOCA Code of table 16,

$q_{all} = 25 \ t/ft^2$

$= 270 \ t/m^2$

$Q_{all_p} = 5300 \ ton$

Adhesion :-

Using White & Coates (1967) of table (15),

$f_{all} = 0.05 f'_c$

$= 12.5 \ kg/cm^2 = 125 \ t/m^2$

$Q_{all_s} = \pi (5)(3)(125) = 5890 \ ton$

$\therefore Q_{all} = \underline{11290 \ ton}$ critical

Pier Material :- (neglect A_1)

$$Q_{all} = \frac{\pi}{4}(5)^2 \underbrace{(60)}_{f_c = t/m^2}(10)$$

$= \underline{11781 \ ton}$

$\therefore \quad Q = \underline{11290 - \text{Pier Own Wt.}}$

أنواع الأساسات السطحية :

الأساسات السطحية هي الأساسات التي لا يزيد عمق التأسيس فيها عن عرض الأساس (يمثل العرض هنا أصغر ضلع في القاعدة المستطيلة أو طول ضلع القاعدة المربعة) . وتتكون الأساسات السطحية من الأنواع التالية :

١ ـ الأساسات الشريطية Strip Footings وتستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها وللأعمدة المتقاربة الواقعة على صف واحد وخاصة إذا ما كانت أحمال وتقسيط الأعمدة متقارب .

٢ ـ الأساسات المنفصلة Spread Footings وتستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية وغالباً ما تكون مستطيلة الشكل في المسقط الأفقي .

٣ ـ الأساسات المشتركة Combined Footings وهي أساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين كمقاومة عدم المركزية لعامود أو لتقارب عامودين أو أكثر مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة أو لأسباب أخرى .

٤ ـ الأساسات اللبشة Raft Foundations وتستخدم لأغراض عديدة وهو أساس مستمر للمنشأ كله ، أو لجزء من المنشأ حيث تنتقل إليه أحمال الأعمدة والحوائط لتوزيعها على التربة .

I ـ الأساسات الشريطية Strip Footings :

يبين شكل (١٨) أنواع الأساسات الشريطية . ومهمة الأساسات الشريطية توزيع حمل الحوائط أو الأعمدة إلى التربة بحيث لا تزيد الأحمال المنقولة إلى منسوب التأسيس على قدرة تحمل التربة المسموح بها عند هذا المنسوب . وللوصول إلى ذلك يلزم تحديد العرض B للقاعدة . ويتبع ذلك

تصميم القاعدة لمقاومة عزوم الإنحناء الناتجة عن زيادة القطاع من العرض b للحائط إلى العرض B للقاعدة . ويقصد بالتصميم هنا حساب السُمك Thickness وما يلزم من حديد تسليح Reinforcement .

ونظراً لأن وزن القاعدة وما تحمله من ردم يضاف إلى وزن الحائط عند حساب الاجهادات على التربة ؛ فإنه من الواجب حساب وزن القاعدة قبل تصميمها وهذا يتأتى بايجاد علاقة بين أبعاد القاعدة والإجهاد المسموح به على التربة q_{all} وعمق التأسيس D_f وكذلك حمل الحائط (حمل الحائط وحمل القاعدة وأبعاد القاعدة تحسب لوحدة الأطوال من الحائط) .

$$P_T = \frac{P}{1 - \gamma_a . D_f / q_{all}} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (16)$$

Where:

P = wall Load per unit legth

P_T = total Load per unit length at F.L.

γ_a = avg. unit weight of footing material and soil (2 t/m^3 or 125 lb/ft^3)

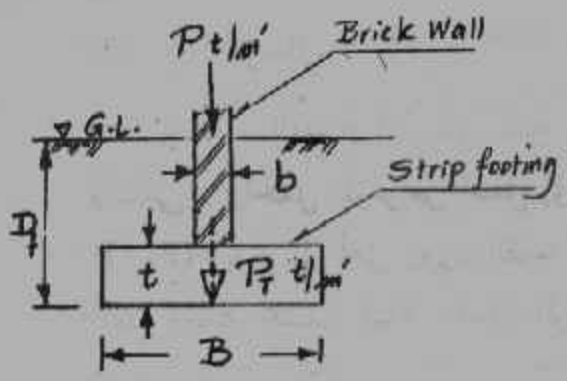
D_f = foundation depth.

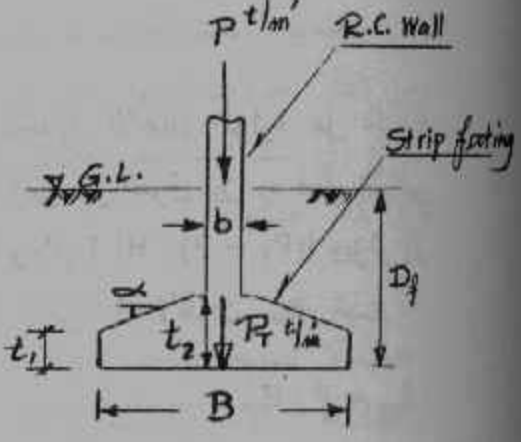
q_{all} = gross allowable bearing stress of the soil.

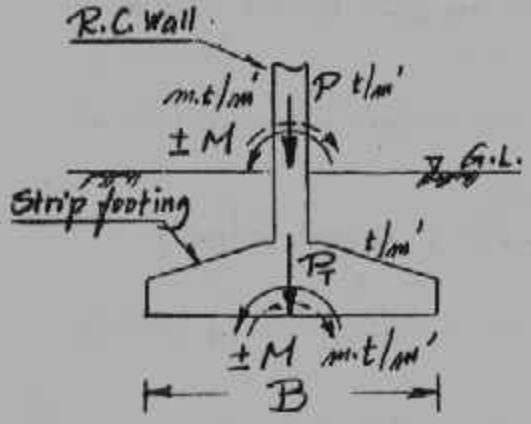
وبمعلومية الحمل الكلي على منسوب التأسيس تحسب مساحة القاعدة اللازمة بقسمة الحمل الكلي P_T على الاجهاد المسموح به .

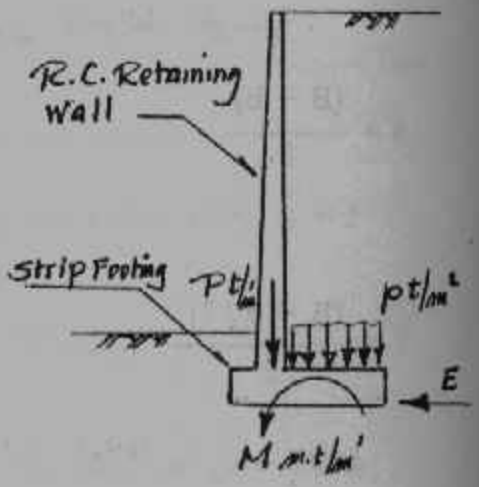
$$B \times 1.0 = P_T / q_{all} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (17)$$

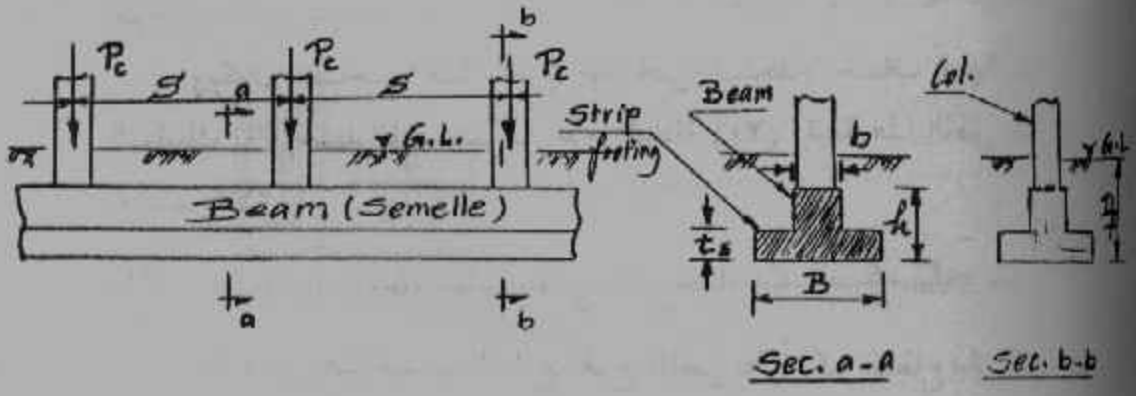
ومنها نحسب عرض القاعدة B الذي يقرب إلى أقرب عشرة سنتيمترات صحيحة .











شكل (١٨) الأساسات الشريطية

القطاع الخرساني :

لحساب القطاع الخرساني نقوم بتحديد الأحمال المؤثرة على النظام الإنشائي . والحمل المؤثر من أسفل إلى أعلى هو الفرق بين رد فعل الأرض (P_T / B) ويؤثر إلى أعلى ووزن القاعدة والأتربة [$(P_T - P) / B$] ويؤثر إلى أسفل وعليه تحسب قيمة الحمل الموزع لوحدة الأطوال f_{net} حيث :

$$f_{net} = P / B \quad \ldots\ldots (18)$$

ويؤثر هذا الحمل الموزع بانتظام من أسفل إلى أعلى على كابولي مزدوج Double Cantilever طول بحر الكابولي للحوائط الخرسانية .

$$S = \frac{(B - b)}{2} \quad \ldots\ldots (19 - a)$$

وللحوائط الحجرية أو الطوب .

$$S = \frac{(B - b/2)}{2} \quad \ldots\ldots (19 - b)$$

ومن ثم العزم الأقصى يحسب من العلاقة .

$$M = \frac{f_{net}\ s^2}{2} \quad \ldots\ldots (20)$$

ويكون مصاحب لهذا العزم قوة قص تستخدم لحساب اجهادات التماسك بين الحديد المحسوب من عزم المعادلة (٢٠) وقيمة هذا القص Q_b تحسب كالآتي :

$$Q_b = f_{net} \cdot S \quad \ldots\ldots (21)$$

ولا داعي هنا لحساب القطاع الحرج للقص نظراً لكبر القطاع الخرساني الناتج عادة من العزم واجهادات التماسك Bond Stresses .

وهناك حالات تختلف عن تلك الحالة البسيطة المعرضة لحمل مركزي . ومن تلك الحالات وجود حمل غير مركزي (أو وجود حمل مركزي وعزم انحناء وفي تلك الحالة يلزم تعديل المعادلات (١٦) ، (١٧) ، (١٨) لتشمل تأثير هذا العزم .

وبفرض أن التوزيع الناتج للاجهادات تحت القاعدة توزيعاً مثلثياً (حيث لا يسمح بتواجد اجهادات شد بين القاعدة والتربة) فإن متوسط الاجهاد تحت الأساس يساوي نصف قيمة q_{all} . ومنها تُعدل المعادلة (١٦) إلى الآتي :

$$P_T = \frac{P}{1 - \gamma_a D_f / (\frac{1}{2} q_{all})} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (22)$$

وبالتالي تعدل المعادلة (١٧) كالآتي :

$$q_{all} = \frac{P_T}{B} + \frac{M}{B^2/6} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (23)$$

ومنها نحصل على معادلة من الدرجة الثانية في B تُحل ونأتي بقيمة B .

ثم يُحدد القطاع الخرساني بحساب M ، Q_b عند القطاع الحرج (وجه الحائط الخرساني أو على بعد (b / 4) من وجه الحائط الطوب) وذلك لإجهاد خالص ذا قيمة عظمى عند طرف القاعدة .

$$f_{net_{max}} = \frac{P}{M} + \frac{B}{B^2/6} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (24)$$

وقيمة متوسطة عند القطاع الحرج تحسب من المعادلة العامة للاجهاد .

$$f_{net_x} = \frac{P}{B} + \frac{M.x}{B^3/12} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (25)$$

حيث x تساوي b/2 للحائط الخرساني وتساوي b/ 4 للحائط الطوب .

ومن الحالات الخاصة تأسيس عدد من الأعمدة المتقاربة الأحمال والتفسيط على أساس شريطي . وتلك الحالة تعالج بوضع كمرة بين الأعمدة لمقاومة العزم والقص المؤثر على الكمرة المستمرة بين الأعمدة (الوضع هنا مقلوب حيث الحمل الموزع يؤثر من أسفل إلى أعلى وأحمال الأعمدة تؤثر من أعلى إلى أسفل . أي أن تسليح هذه الكمرة يكون مقلوباً . ثم تأتي الخطوة التالية وهي معاملة الكمرة المستمرة كحائط ونحسب القاعدة الشريطية كما ورد بمعادلات (١٦) إلى (١٨) . ويكون حمل الكمرة في تلك الحالة هو متوسط حمل العامود على المسافة بين الأعمدة .

$$W = P_c / S \quad \text{.....} \quad (26)$$

Where:

W = beam Load per unit length

P_c = Column Load

S = spacing between columns (center to center)

ويكون تفصيل التسليح في تلك الحالة مكوناً من قطاع عرضي لتوضيح تسليح الشفة السفلية Strip Footing وقطاع طولي ماراً بالأعمدة لتوضيح تسليح الكمرة ويلاحظ هنا أن التسليح مقلوباً أي أن الحديد الرئيسي يكون أعلى الكمرة بين الأعمدة ويكون أسفل الكمرة تحت الأعمدة . وسوف توضح تلك الملحوظات من خلال مثال محلول .

أمثلة محلولة للقواعد الشريطية :

١ ـ أوجد عرض أساس شريطي ليحمل حائط عرضه ٣٠ سم وينقل عند سطح الأرض حملاً مقداره ١٥,٠٠ طناً / م . عمق التأسيس

١,٠٠ متر وقدره تحمل التربة ١,٠٠ كجم / سم٢ والحائط مبني من الحجر الجيري . المطلوب أيضاً تفاصيل القاعدة .

٢ ـ صمم وأعطي تفصيلاً لأساس شريطي ليحمل حائط خرساني مُعرض لحمل رأسي مقداره ٢٤,٠٠ طن / م ولعزم متردد مقداره ٨,٠٠ طن . متر / م . معطي المعلومات التالية :

عمق التأسيس = ١,٥٠ متر .

سمك الحائط = ٣٥ سم (تسليح الحائط ٨ ∅ ١٩ / م لكل وجه) .

قدرة التحمل للتربة = ٣ كجم / سم٢ .

٣ ـ صمم وفصل أساس حوائط مصعد لمبنى يرتفع عشرون طابقاً ذا ثلاث أضلاع طول الضلع ٣,٠٠ متر والمساحة التي تنقل الحمل إلى تلك الحوائط تساوي ثلاثون متراً مربعاً . الحمل الحي للمبنى ٢٠٠ كجم / م٢ والمبنى سكني عادي . الحمل الميت يشمل سُمك البلاطات والكمرات والقواطيع والردم والبلاط ٥٠٠ كجم / م٢ . سمك الحوائط ١٥ سم في العشرة طوابق الأولى و١٢ سم للعشرة الأخيرة . عمق التأسيس ١,٥٠ متر تحت منسوب سطح الأرض . التربة رملية عالية الكثافة (افرض قيمة تحمل التربة ٣,٥ كجم / سم٢) . اهمل تأثير الرياح حيث أن المصعد في منتصف المبنى تقريباً والمبنى يقع في منطقة غير معرضة للزلازل (تسليح الحوائط عند الأساس ٦ ∅ ١٦ / م) .

٤ ـ صمم وفصل أساس صف من الأعمدة حمل كل منها ٤٠ طن

والتقسيط كل ٥,٠٠ متر وعمق الأساس ١,٢٠ متر تحت منسوب سطح الأرض ومقاومة التربة الخالصة ٠,٧٢ كجم / سم^{٢} (قطاع الأعمدة ٣٠ × ٣٠ سم وتسليحه ٨ ∅ ١٣ مم) .

٥ - حائط ساند من الخرسانة المسلحة معرضة لعزم انحناء عند منسوب التأسيس مقداره ٣٠ طن متر / م وحمل رأسي مقداره ٥٠ طن / م مؤثر على قاعدة الحائط . الحائط ينقل من هذا الحمل الرأسي ١٤ طن / م والباقي موزع على كعب الأساس وإذا كان طول هذا الكعب ٢,٥٠ متر وسمك الحائط ٤٠ سم وطول قدم الحائط ٦٠ سم . الحائط مُعرض لحمل أفقي مقداره ١٥ طن يقاوم بالاحتكاك عند السطح السفلي للقاعدة وبالضغط السلبي للحائط عند القدم . منسوب التأسيس ١,٥٠ متر تحت سطح الأرض عند القدم وقدرة تحمل التربة الكلية ٣,٠٠ كجم / سم^{٢} . المطلوب حساب سمك وتفاصيل تسليح القاعدة .

٦ - اعطي حلاً بديلاً لمثال (٢) إذا ما كان العزم غير متردد .

* استخدم في الأمثلة السابقة القيم التالية للتصميم :

$f_s = 1400\ Kg / cm^2$

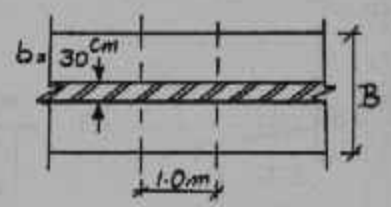
$K_1 = 0.315,\ K_2 = 0.87\ f_s,\ q_b = 10\ Kg / cm^2$

$\beta = 0.87$ and $q_{sh} = 6\ Kg / cm^2$

Ex. 1

$$P_T = \frac{P}{1 - \frac{\gamma_s \cdot D_f}{q_{all}}} = \frac{16}{1 - \frac{2 \times 1.0}{10}}$$

$$= 20 \ t/m'$$



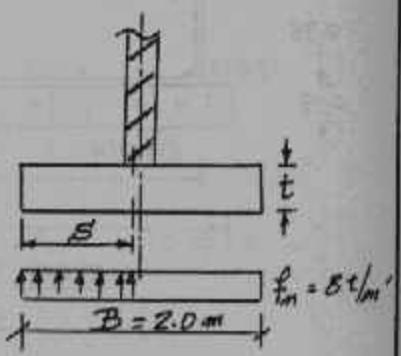
PLAN

$$\therefore B = \frac{20}{10} = 2.0 \ m.$$

Concrete Section;

$$f_m = \frac{16}{2.0} = 8 \ t/m'$$

$$S = (B - b/2)/2 = 0.925 \ m$$



$$\therefore M = 8 (0.925)^2/2 = 3.4225 \ m \cdot t/m'$$

$$\& \ Q_b = 8 (0.925) = 7.4 \ t/m'$$

- $d = 0.315 \sqrt{\frac{M}{100}} = 18.43 \ cm$

$d_{min} =$ b or 25 cm $\therefore$ Take $d = 30$ cm

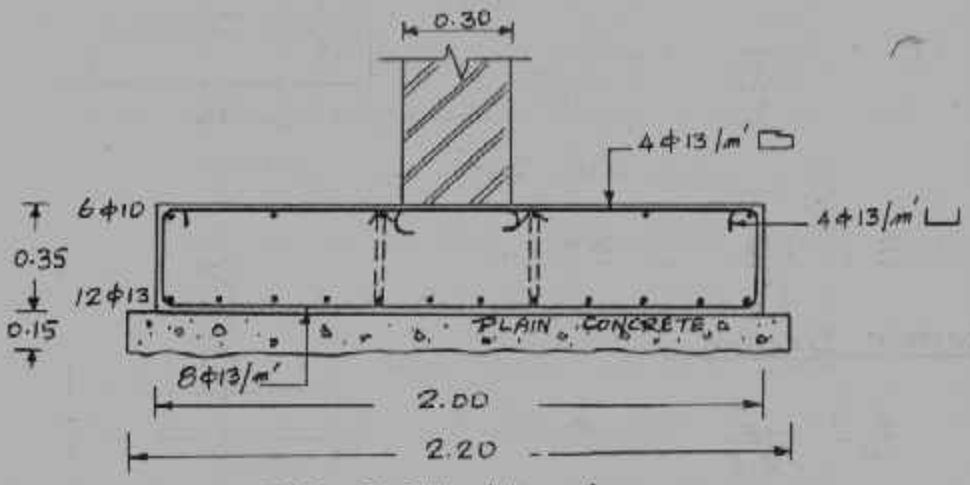
- $A_s = \frac{342250}{0.87 \times 1400 \times 30} = 9.4 \ cm^2/m' \ (8 \phi 13/m')$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87 \, d \, \Sigma_{000}} = \frac{7400}{0.87(30)(8.\pi.1.3)} = \underline{8.7 \ kg/cm^2}$$

Safe

- $A_s' = 6 \phi 13/m'$ (min. Reinft.)
  or 0.2 % Ac ($7 \ cm^2/m'$)

- $t = d + \text{cover} = 30 + 5 = \underline{35 \ cm}$



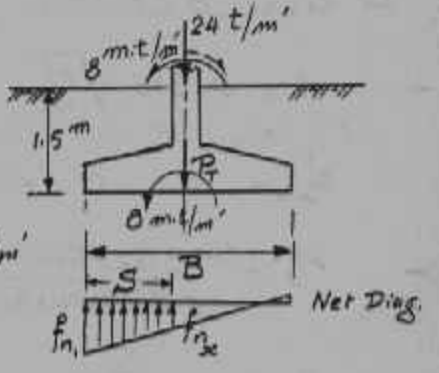
SEC. ELEV. (1:—)

Example # 1

Ex.2

$$P_T = \frac{P}{1 - \frac{\gamma_a \cdot D_f}{\frac{1}{2}\,q_{all}}} \quad \ldots \text{(Eq\# 22)}$$

$$= \frac{24}{1 - \frac{2 \times 1.5}{15}} = 30\ t/m'$$



From Eq\# 23,

$$30 = \frac{30}{B} + \frac{8 \times 6}{B^2} \qquad \therefore \underline{B = 1.85\ m}$$

Concrete Section;

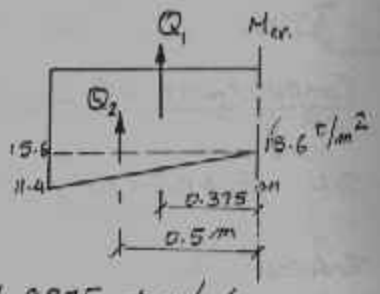
$$f_{m_1} = \frac{24}{1.85} + \frac{8 \times 6}{(1.85)^2} = 27\ t/m'$$

$$f_{m_2} = \frac{24}{1.85} + \frac{8 \times 0.175}{(1.85)^3/12} = 15.6\ t/m'$$

$Q_1 = 15.6 \times 0.75 = 11.7 \ t/m'$

$Q_2 = 11.4 \times 0.75/2 = 4.275 \ t/m'$

$Q_b = Q_1 + Q_2 \cong 15 \ t/m'$



$M_{cr} = 15.6 \times 0.375 + 4.275 \times 0.5 = 7.9875 \ t.m/m'$

- $d = 0.315\sqrt{\frac{798750}{100}} = 28.15 \ cm$

d_{min} b $= 35 \ cm$

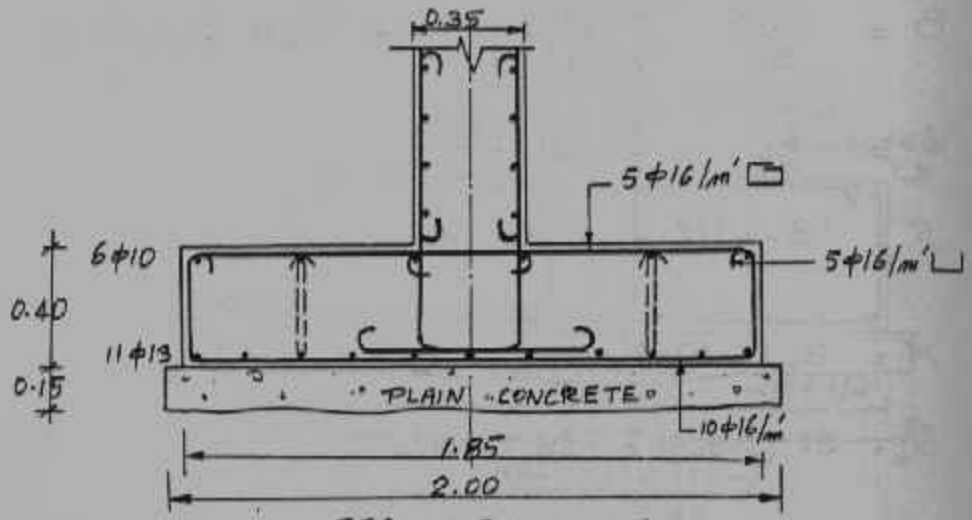
- $A_s = \frac{798750}{0.87 \times 1400 \times 35} = 18.74 \ cm^2$ $\quad 10 \phi 16/m'$

$Z_{000} = 50.25 \ cm$

$q_b = \frac{15000}{0.87 \times 35 \times 50.25} = \underline{9.8 \ Kg/cm^2}$ safe

- $A_s' = 6 \phi 13/m'$ or $0.2\% A_c$ $(8 \ cm^2/m')$

- $t = 40 \ cm \ (d + 5 \ cm)$.

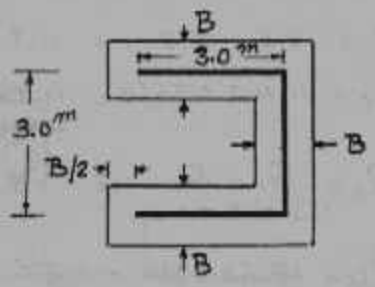


SEC. ELEV. (1:—)

Example # 2

Ex. 3

Computations of Loads:



PLAN

- D.L. $20 \times 0.5 \times 30 = 300$ t
- Reduced L.L.

$$0.2 \times 30 [1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 16 \times 0.6] = 78 \text{ t}$$

- Own Wt. (Let story is 3.0 m in height);

$$90 \times 30.0 [0.12 \times 2.5 + 0.15 \times 2.5] = 182 \text{ t}$$

Total 560 t ∴ Load per meter $= 560/9 = \underline{62 \text{ ton}}$

- $P_T = \dfrac{62}{1 - \frac{1.5 \times 2}{35}} = 67.8 \text{ t/m}'$

$B = \dfrac{67.8}{35} = 1.93 \longrightarrow$ Take $\underline{B = 2.0 \text{ m}}$

$f_n = \dfrac{62}{2.0} = 31 \text{ t/m}'$

$S = (B - b)/2 = 0.925 \text{ m}$

$M = 31 (0.925)^2/2 = 13.26 \text{ m.t/m}'$

& $Q_b = 31 (0.925) = 28.7 \text{ ton/m}'$

- $d = 0.315\sqrt{\frac{1326000}{100}} = 36.3$ cm $\rightarrow$ 40 cm

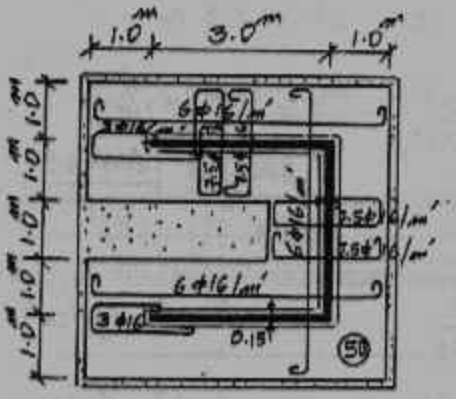
- $A_s = \frac{1326000}{0.87 \times 40 \times 1400} = 27.2$ cm^2 $\quad 14\,\phi 16/m'$

- $q_b = \frac{28700}{0.87 \times 40 \times 14 \times 5} = 11.8$ kg/cm^2

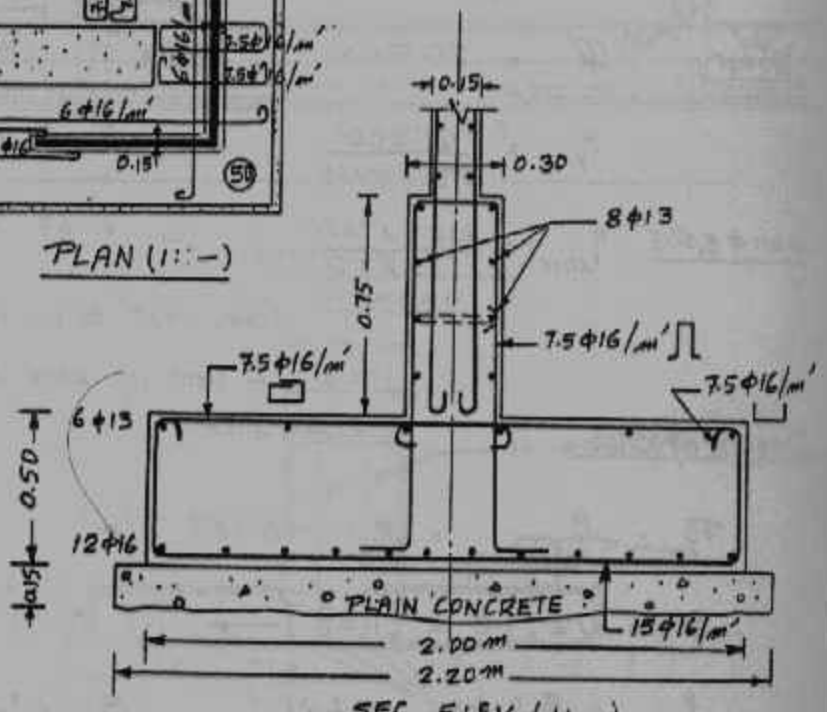
Increase d to 45 cm $\rightarrow q_b = 10.5$ kg/cm^2

$\therefore$ $t = 50$ cm ($d = 45$ cm, A_s 15 ϕ16/m')

$A_s' = 6\,\phi 16/m'$ (0.2% A_c)



PLAN (1:—)

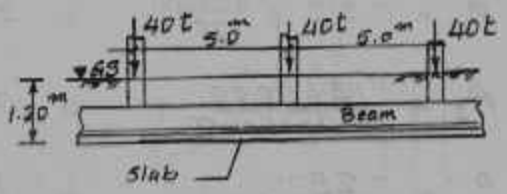


SEC. ELEV. (1:—)

Example #3

Ex. 4

i- Design of Long. Beam



Load per meter = 40/5 = 8.0 t

$$M_{max} = \frac{8 \times 5^2}{12} = 16.67 \text{ m.t}$$

Choose $b = 40$ Cm $\quad \therefore d = 0.315\sqrt{\frac{1666667}{40}}$

$= 64.3$ Cm

Take $h = 75$ Cm & $d = 68$ Cm

$$A_s = \frac{1667 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 68} = 20.13 \text{ Cm}^2$$

8 ϕ 19

Shear; $Q = 20$ ton

$$q = \frac{20000}{0.87 \times 40 \times 68} = 8.45 \text{ Kg/Cm}^2$$

4 br. ϕ 8 @ 15 Cm $\quad q_{stirr} = \frac{4 \times 0.5 \times 1400}{15 \times 40} = 4.67 \text{ Kg/Cm}^2$

The rest to be resisted by 4 bent up bars ϕ 19.

ii- Design of Slab:

$$P_T = \frac{8}{1 - \frac{1.2 \times 2}{7.2}} = \frac{8}{2/3} = 12 \text{ t/m'}$$

$\therefore B = 12/7.2 = 1.67 \longrightarrow 1.7$ m

$$f_{net} = \frac{8}{1.7} = 4.7 \text{ t/m'}, \quad S = \frac{1.7 - 0.4}{2} = 0.65 \text{ m}$$

$M = 4.7(0.65)^2/2 = 0.993 \ m.t/m'$

$Q_b = 4.7(0.65) = 3.055 \ t/m'$

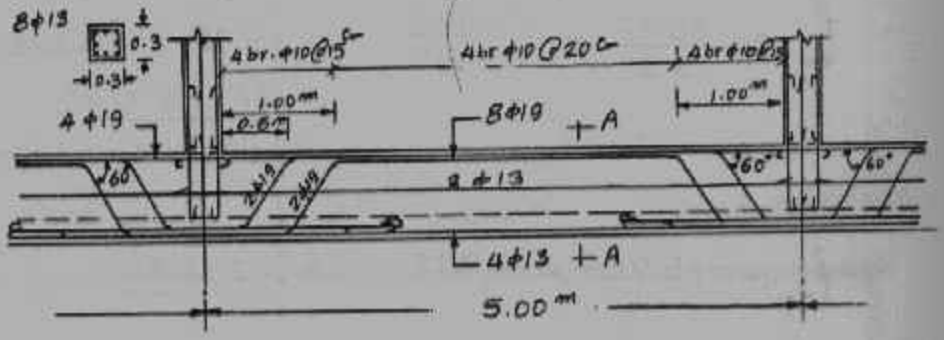
$d = 0.315\sqrt{993} = 10 \ Cm$ For rigidity requirments take $t = 20 Cm$

$A_s = \frac{99300}{0.87 \times 1400 \times 17} = 4.8 \ Cm^2/m'$

Take $A_{s_{min}}$ $6\phi 13/m'$

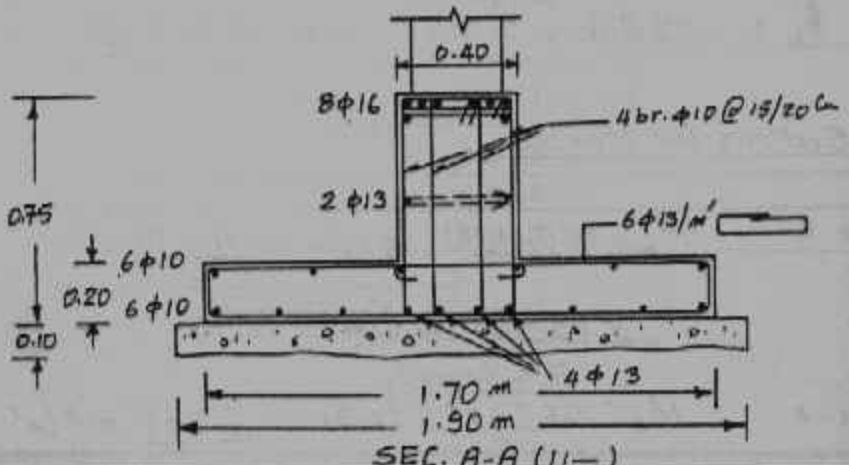
$q_b = \frac{3055}{0.87 \times 17 \times 24.5} = \underline{8.43 \ Kg/Cm^2}$ safe

$A_s' = 0.2\% A_c = 4 \ Cm^2/m'$ $6\phi 10/m'$



Long. Sec. (1:—)

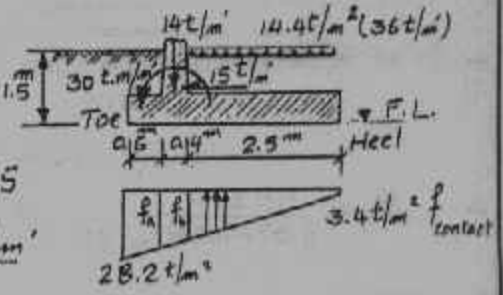
Example #4



SEC. A-A (1:—)

Ex.5

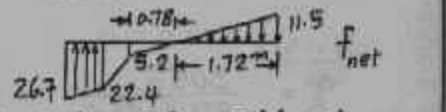
Let the footing thickness to be 60 cm.



Footing Weight = 3.5×0.6×2.5

= 5.25 t/m'

Stress Diag. at F.L.;



$\Sigma M_{@}$ Footing Center $14(0.95) + 30 - 36(0.5) = \underline{25.3}$ m.t/m'

$$\therefore f_{toe} = \frac{55.25}{3.5} + \frac{25.3 \times 6}{(3.5)^2} = 15.786 + 12.392$$

$$= \underline{28.178\ t/m^2}$$

$$= 2.82\ Kg/cm^2 < 3.0$$ safe

$$f_{Heel} = 15.786 - 12.392 = \underline{3.394\ t/m^2}$$

$$f_a = 15.786 + 8.143 = 23.929\ t/m^2$$

$$f_b = 15.786 + 5.311 = 21.097\ t/m^2$$

Critical Sections for Moments;

Sec. b $$M_b = \frac{(11.5)(1.72)}{2}(1.93) - \frac{(5.2)(0.78)}{2}(0.26)$$

$$= \underline{18.561}\ m.t/m'$$

Sec. a $$M_a = \frac{26.7 + 22.4}{2}(0.3) = \underline{7.365}\ m.t/m'$$

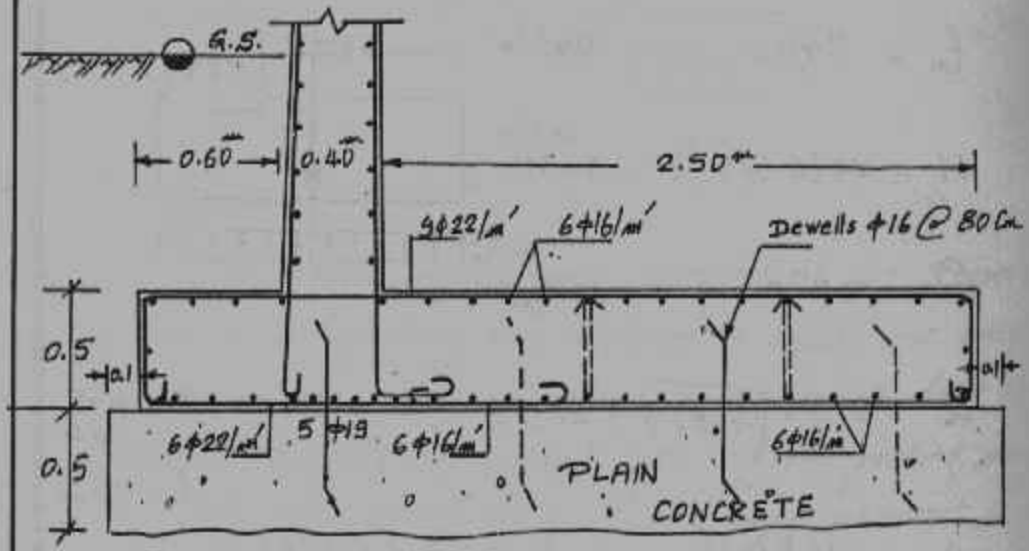
- $d = 0.315\sqrt{18561} = 43$ Cm $\longrightarrow$ 45 Cm

$\therefore$ t = 50 Cm

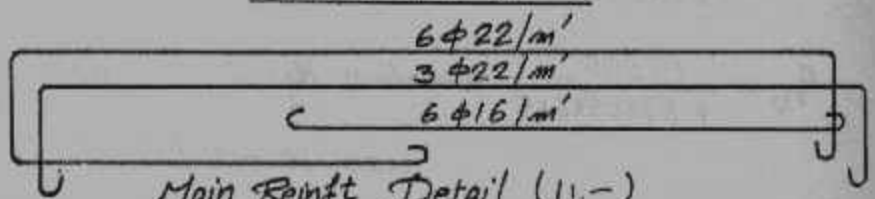
- $A_{s_b} = \frac{185 \cup 100}{0.87 \times 1400 \times 45} = 33.9$ Cm²/m' 9 ϕ22/m'

- $A_{s_a} = \frac{736500}{0.87 \times 1400 \times 45} = 13.3$ Cm²/m' 6 ϕ22/m'

- $A_s' = 0.2\% A_c = 10$ Cm²/m' top & bottom (6 ϕ16/m')



SEC. ELEV. (1:-)



Main Reinft Detail (1:-)

Example #5

Ex. 6

In this case one may place the footing eccentricaly such that the resultant of the Load will act at the footing center. Also, the computations of P_T will be carried out using Equ 11(16).

$$P_T = \frac{24}{1 - 2\times1.5/30} = 26.67 \text{ ton/m'}$$

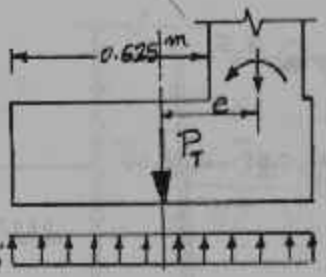
$$B = P_T/30 = 0.9 \text{ m.} \quad \underline{\text{Taken 1.0m}}$$

$$e = M/P_T = 8/26.67 = 0.3 \text{ meter}$$

$$f_m = 24/1.0 = 24 \text{ t/m'}$$

$$M_{cr.} = 24(0.625)^2/2 = 4.6875 \text{ m.t/m'}$$

$$Q_b = 24(0.625) = 15 \text{ t/m'}$$



- $d = 0.315\sqrt{4687.5} = 21.57$ → take $t = b + 5 = 40$ Cm

  $\therefore d = 35$ Cm

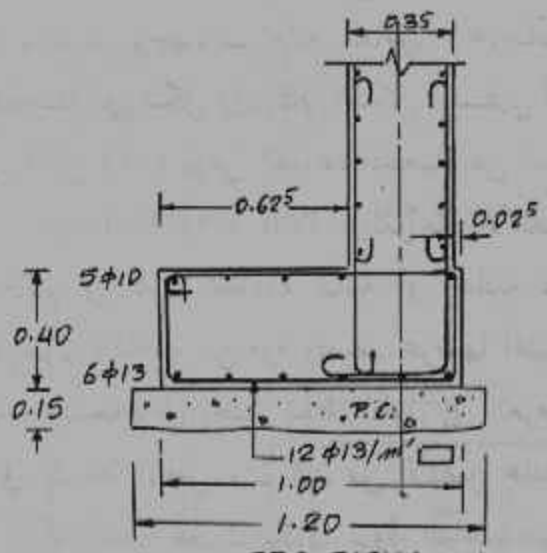
- $A_s = \frac{468750}{0.87\times1400\times35} = 11 \text{ Cm}^2$ (6 ϕ 16/m')

$$q_{Vb} = \frac{15000}{0.87\times35\times6\times5} = 16.4 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{not safe}$$

use 12 ϕ 13 /m'

$$q_{Vb} = \frac{15000}{0.87\times35\times49} = \underline{10} \ \underline{\text{Kg/Cm}^2} \quad \text{safe}$$

- $A'_s =$ 6 ϕ 13 /m'



SEC. ELEV. (1:—)

Example #6

Comment on Example #6

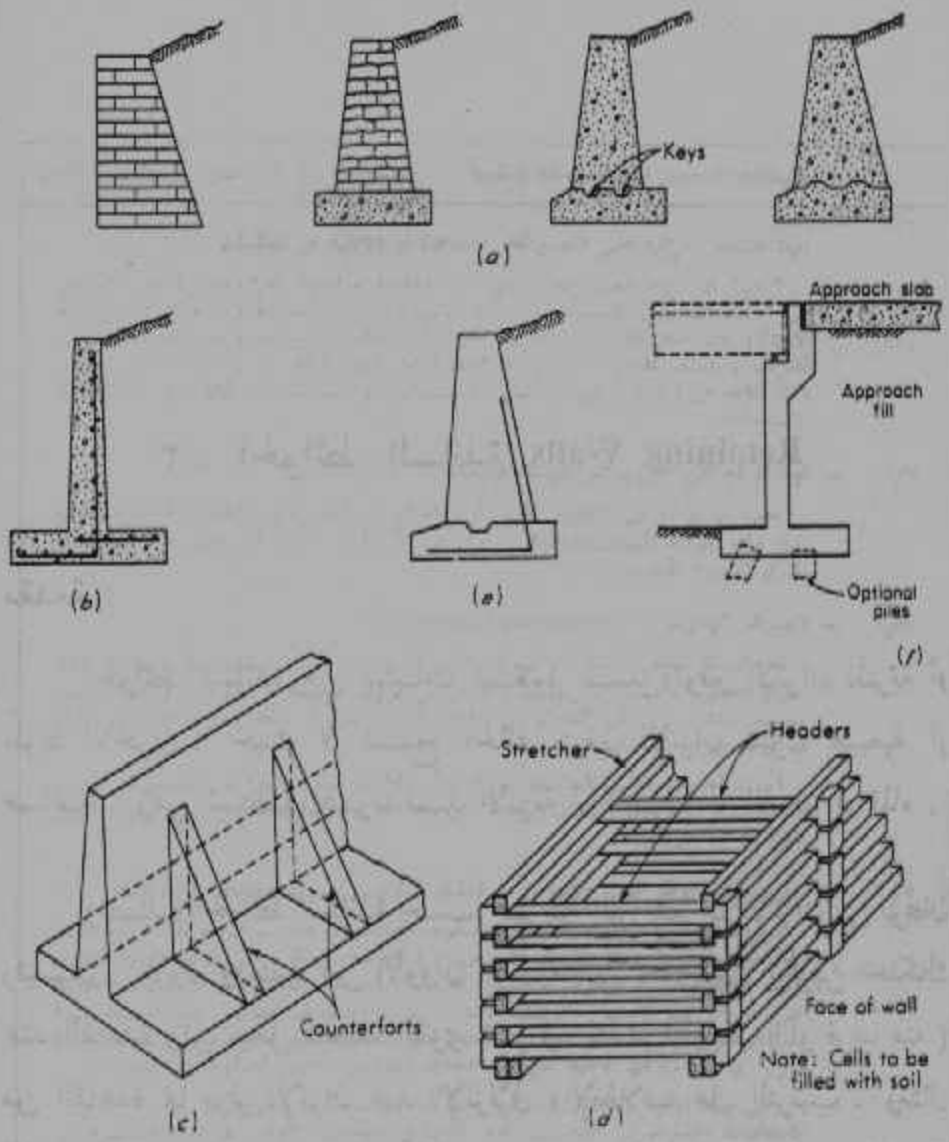
One should notice that the volume of concrete used in the footing has reduced to about one half, also the per centage of steel reinforcement kept the same. Therefore, the total cost of the footing may be reduced segnificantly if the base moment is not reversed.

٣ ـ الحوائط الساندة Retaining Walls

مقدمة :

الحوائط الساندة هي منشآت تستعمل لسند وتوفير الإتزان للتربة أو المواد الأخرى ؛ حيث لا تسمح الحالة بتوفير الإتزان بميول طبيعية أو صناعية . وهي تستعمل عموماً لسند الأتربة أو الحبوب أو الفحم أو الماء .

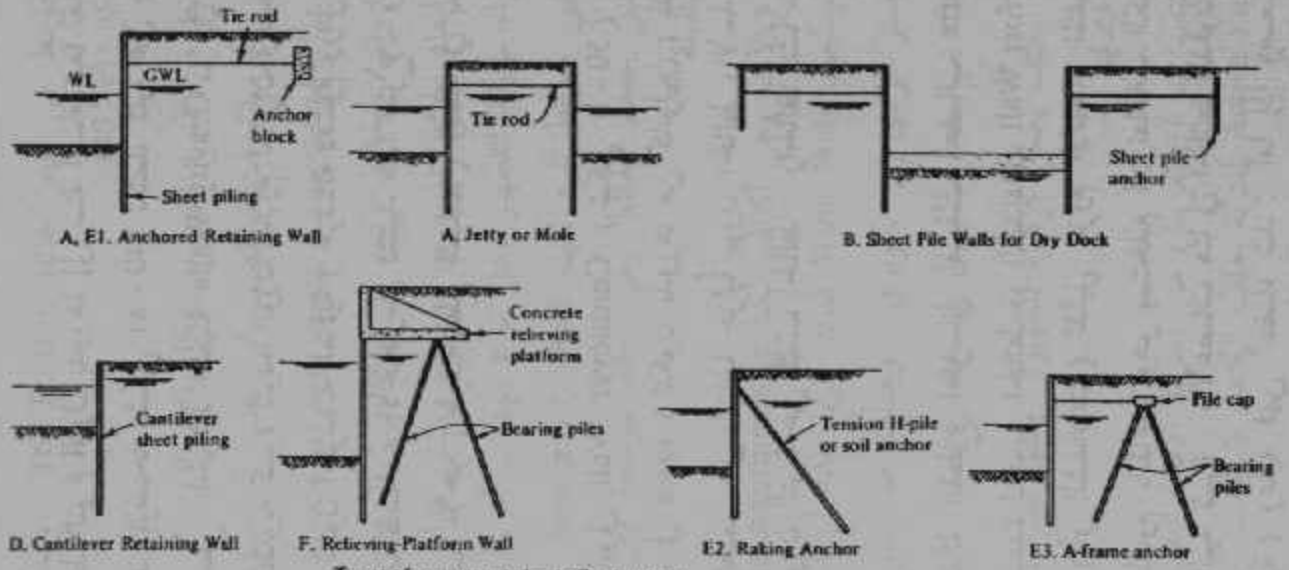
وتصنف الحوائط الساندة حسب الطريقة التي يتم بها الإتزان إلى نوعان رئيسيان : الأول ويعتمد على الأوزان الرأسية التي تعمل على تكوين احتكاك عند القاعدة وإلى جعل محصلة القوى تقع في الثلث الأوسط (أو قريباً منه) من القاعدة مما يوفر الإتزان ضد الإنزلاق والإنقلاب على الترتيب ، ومثال تلك الحوائط تلك الموضحة بشكل (٤٠) . والثاني ويعتمد على المقاومة الجانبية لحركة الحائط عن طريق ضغط التربة السلبي Passive Pressure لمنع حركة الحائط وتوفير الإتزان الكلي للميل ، ومثال تلك الحوائط تلك الموضحة بشكل (٤١) . هذا وسوف نعرض هنا للنوع الأول حيث أنها منشآت دائمة تمثل وحدات متكاملة بينما سنعرض للنوع الثاني في الجزء الثاني من هذا الكتاب من خلال تجهيز الموقع حيث أن استخدامها كثيراً ما يكون مؤقتاً ومهمته تجهيز الموقع لإنشاء الأساس أو المنشأ المدفون مثل مد خطوط المجاري



Types of retaining walls. (*a*) Gravity walls of stone masonry, brick, or plain concrete. Weight provides overturning and sliding stability; (*b*) cantilever wall; (*c*) counterfort, or buttressed wall. If backfill covers counterforts, the wall is termed a counterfort; (*d*) crib wall; (*e*) semigravity wall (small amount of steel reinforcement is used); (*f*) bridge abutment.

شكل (٤٠) حوائط ساندة تعتمد على الأوزان

وأعمال الانفاق . غير أن بعضها يكون منشآت دائمة هامة مثل أرصفة الموانىء وحوائط الأحواض الجافة . والنوع الثاني عموماً يتكون من قطاعات معدنية ولذا فهي حوائط خفيفة وهذا هو السبب في كون اتزانها يعتمد على



شكل (٤١) حوائط سائدة تعتمد على ضغوط التربة السالبة

ضغوط التربة الجانبي وليس على الأوزان الرأسية والتي تعتمد عليه حوائط النوع الأول والتي تشيد من الخرسانة المسلحة أو العادية وأحياناً من الأحجار والطوب .

وتقسم حوائط النوع الأول بدورها إلى ستة أقسام تبعاً لعامل الإتزان الرئيسي . والحوائط الموضحة بشكل (a - 40) تعتمد كلية على وزن الحائط نفسه ولذا فهي تسمى بالحوائط الثقيلة Gravity Walls . وفي هذا النوع تكون القطاعات المطلوبة كبيرة لتوفير الوزن اللازم للاتزان وعليه فلا حاجة لمواد انشاء متقدمة وتكون الخرسانة العادية (خرسانة دقشوم ورمل واسمنت) كافية وأيضاً كثيراً ما تستخدم الأحجار في تشييد هذا النوع . ويستخدم في انشاءها أيضاً الطوب الأحمر (طوب قطع السلك) وذلك في بعض أعمال منشآت الري .

والحائط الكابولي Cantilever Wall (شكل b - 50) يتكون من كابولي رأسي مثبت في قاعدة (تتكون بدورها من كابوليين) لمقاومة ضغط التربة الجانبي . وتعتمد على اتزانها جزئياً بوزن الحائط والأساس ويكتمل الإتزان باستخدام وزن التربة على كعب الحائط . والحائط ينشأ من الخرسانة المسلحة .

ولتحسين كفائة القطاع الخرساني أضيفت أعصاب Counterforts لربط الكابولي والقاعدة لتكوين الحائط ذو الشدادات Counterfort Wall . ومهمة الأعصاب (أو الشدادات) تقليل عزوم الانحناء المنقولة للحائط الكابولي وكذلك المقاوم بالقاعدة وهو يستخدم للارتفاعات الكبيرة وعندما تكون الضغوط الجانبية كبيرة . والأعصاب هنا في الجانب المدفون من الحائط (جهة ضغط التربة) وعليه فهي أعضاء شد . أما إذا وضعت ساندات Buttresses لسند الكابولي أمام الحائط (في الجانب الآخر لضغط التربة) فإنها تتحول إلى أعضاء ضغط وتسمى الحائط في ذلك الحال الحائط ذو

الساندات Buttressed Wall . على أن الحائط ذو الشدادات يستخدم (شأنه في ذلك شأن الحائط الكابولي) وزن الأتربة على الكعب Heel Portion إلا أن الحائط ذو الساندات لا يستخدم وزن الأتربة بنفس الكفائة لصغر الكعب في تلك الحوائط عن قدم الحائط Toe Portion . والحائط ذو الشدادات موضح بشكل (c - 40) .

الحوائط من النوع الموضح بشكل (d - 40) والتي تتكون من أجزاء متداخلة من الخرسانة سابقة الصب أو الحديد أو الخشب والممتلئة بالردم ويمكن تسميتها الحوائط سابقة التجهيز وتعرف هندسياً بالاسم « كريب » Crib Walls واتزان الحائط يتكون من مرحلتين : الأولى اتزان الخلايا ويعتمد على وزن وأبعاد الحائط بما يحوي من ردم والثاني اتزان داخلي ويعتمد على قطاع الأجزاء سابقة التجهيز وعلى نوع الردم . أما النوع الموضح بشكل (e - 40) فهي حوائط شبه ثقيلة Semigravity Wall ويوضع بها تسليح خفيف لتقليل حجم الحائط وهي حالة متوسطة بين الحوائط الكابولية والحوائط الثقيلة .

والنوع الأخير وهي أكتاف الكباري Bridge Abutments والتي تحتوي عادة على جناحان Wing Wall لسند أتربة مداخل الكوبري ولمنع النحر والتآكل للجسر المؤدي إلى الكوبري . ويختلف هذا النوع من الحوائط عن الحوائط الساندة العادية الأخرى في عنصرين :

١ ـ أن الكتف يعمل كركيزة للكوبري وعليه فهو يقوم بحمل رد فعل الكوبري .

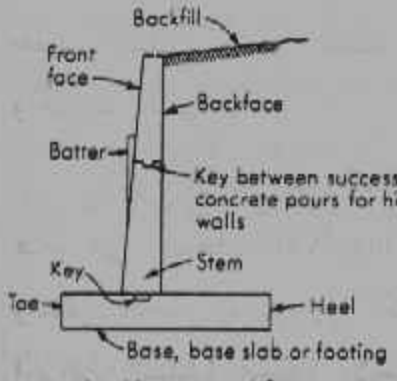
٢ ـ الكتف ممنوع (تقريباً) من الحركة الأفقية وعليه فالضغط الموجب Active Press للتربة خلف الكتف لا يحدث وتكون عادة ضغوط التربة أكبر منه بدرجة ما .

والحوائط الساندة المستخدمة مع الأساسات كجدران للبدروم تكون

مهمتها الرئيسية منع دخول الأتربة والمياه الجوفية إلى البدروم وقد تم الاشارة لواحدة منها في مثال (IV - 3) سابقاً .

ولكي يكون الحائط الساند ناجحاً فإنه يلزم أن يكون آمناً ضد الانقلاب Overturning وكذلك ضد الدوران Excessive Tilting وضد الانزلاق Sliding وأخيراً يكون ذا قطاعات اقتصادية وآمنة انشائياً في آن واحد .

وهناك بعض الاصطلاحات المصاحبة عادة لدراسة اتزان وتصميم قطاعات الحوائط الساندة (خاصة المشيدة من الخرسانة المسلحة) وهي موضحة بشكل (٤٢) وقد أعطى الشكل الاصطلاحات لحائط ساند كابولي وإن كانت تلك الإصطلاحات ما تزال صالحة للأنواع الأخرى . وتشمل تلك الاصطلاحات ما يلي :



شكل (٤٢) الاصطلاحات الرئيسية المستخدمة مع حائط ساند

- كعب الحائط = Heel of Wall .
- قدم الحائط = Toe of Wall .
- الوجه الامامي = Font Face .
- الردم الخلفي = Back Fill .
- ميل وجه الحائط = Batter .
- الوجه الخلفي = Back Face .
- الكابولي (السلاح) = Stem .
- المفتاح (عند القاعدة) = Key .

القيم العملية لأبعاد الحوائط الساندة :

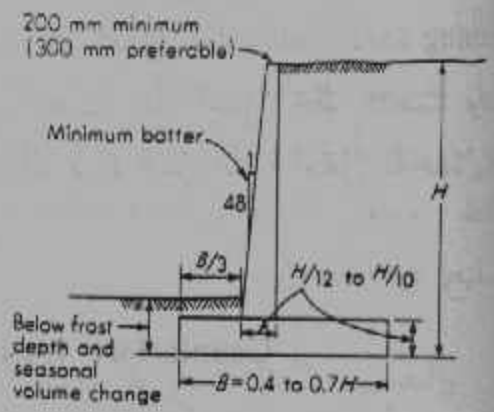
Common Proportions of Retaining Walls:

نظراً لأن تصميم الحوائط الساندة يبحث عن أبعاد الحائط الذي يؤثر بالتالي على الإتزان فإن حلقة التصميم تعتبر مغلقة وأن محاولة أولى يجب أن

تؤخذ بفرض بعض الأبعاد ثم يعاد حساب تلك الأبعاد وإن لزم الأمر تُغير . وهناك عدة طرق لفرض أبعاد الحائط ابتدائياً . وسوف نعرض للأنواع المختلفة من الحوائط الثقيلة والحوائط الخرسانية المسلحة ونعطي المجال العملي الذي خلاله تأتي المحاولة الأولى بالحل القريب من التصميم الأمثل Optimum Design .

الحوائط الكابولية Cantilever Walls :

أبعاد الحوائط الساندة وتناسبها يجب أن يحقق الإتزان الإنشائي للحائط وللتربة المسنودة وأن يوافق المواصفات المحلية Local Building - Codes . الأبعاد الموضحة بشكل (٤٣) لحائط كابولي قد بنيت على تاريخ تشييد حوائط متزنة ويمكن استخدامها في غياب معلومات كافية عن التربة المسنودة وقدرة تحمل التربة أسفل الأساس . ولكن تلك الأبعاد قد تكون مبالغ فيها Overly Conservative وبالتالي ينتج عنها منشأ غير اقتصادي .



شكل (٤٣) أبعاد حائط كابولي

ويختار سُمك السلاح العلوي ٢٠٠ مم لمتطلبات العمل وامكانية صب الخرسانة حسب المواصفات الأمريكية ACI Art. 14.2.7 ويفضل اختياره بسُمك ٣٠٠ مم وذلك لتيسير صب الخرسانة ودمكها وكذلك لتأمين سلامة الجزء العلوي من الحائط ضد أية حوادث قد تتسبب في كسر قمة الكابولي .

ويختار السُمك السفلي للكابولي لمقاومة اجهادات القص بدون الحاجة لتسليح خاص للقص .

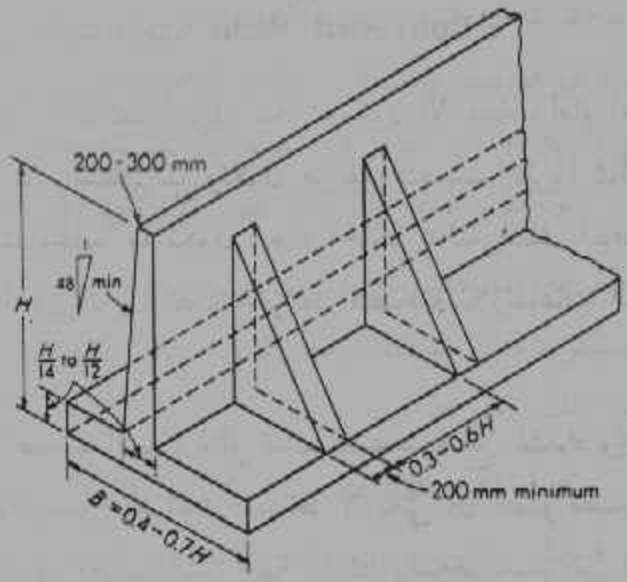
وتختار أبعاد القاعدة بحيث تقع محصلة القوى في الثلث الأوسط من القاعدة حتى نتجنب الاجهادات العالية عند القدم وأيضاً لتجنب انفصال القاعدة عن التربة عند الكعب .

وتنفذ الحوائط بميل لوجه الحائط (وأحياناً ينفذ هذا الميل في الوجه الخلفي كما هي الحالة في أكتاف الكباري) لتوفير بعض الخرسانة وأيضاً لاخفاء ميل الحائط إلى الأمام عند تكون ضغط التربة السلبي فيضفي هذا شعوراً بالراحة لدى مستخدمي الحائط إذ أن أي ميل إلى الأمام للحائط حتى ولو كان ضئيلاً سريعاً ما يلاحظه الناس وينتابهم وقتها شعوراً بعدم اتزان الحائط وإحساس بأنه على وشك الانهيار .

على أن الحوائط ذات الارتفاعات التي تقل عن ثلاثة أمتار تنفذ بسُمك ثابت وكذلك حوائط الأساسات وذلك لتقليل نفقات اقامة الشدة Forming Costs . ويختار عمق التأسيس بحيث يقع أسفل خط التجمد وعمق التغيرات الحجمية الموسمية . كما أن قدرة تحمل التربة أسفل القاعدة يكون ذا تأثير في اختيار هذا العمق .

الحوائط ذات الشدادات Counterfort Walls :

هذا النوع من الحوائط الساندة يكون فعالاً ويعطي تصميماً اقتصادياً إذا ما زاد ارتفاع الحائط H عن ٧,٠٠ متر . ويعطي شكل (٤٤) قيماً ارشادية لأبعاد ونسب أجزاء الحائط . واختيار الحوائط ذات الشدادات يكون بعد دراسة تكاليف الحائط (الزيادة في تكاليف الشدة والتسليح والعمالة) مقابل الحائط الكابولي العادي الذي يعطي بالطبع قطاعات أكبر لنفس الارتفاع .



شكل (٤٤) حائط ذو شدادات

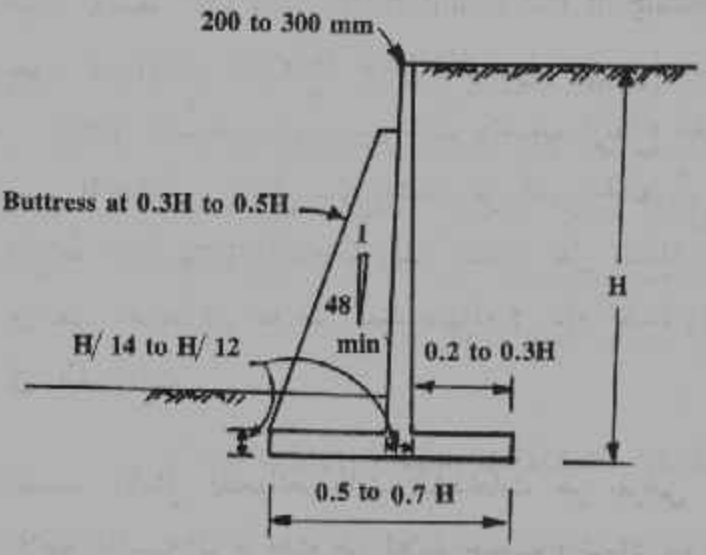
واختيار تقسيط الشدادات Spacing of the Counterforts تستلزم إجراء بعض المحاولات Trial Process للوصول إلى الحد الأدنى من التكاليف . واختيار تقسيط يتراوح بين ثلث ونصف ارتفاع الحائط يعطي أفضل تصميم اقتصادي . ويمكن بدء الشداد من أعلى الحائط أو ترك طرف ممتد من الحائط Overhanging Part وبدء الشداد على مسافة ما من قمة الحائط . ويعطي الحائط ذو الطرف الممتد سهولة في بناء الشدة ورص حديد التسليح في الشدادات .

والتصميم الأمثل للحوائط ذات الشدادات هو بفرض أن الحائط الرأسي وبلاطة الكعب ألواح مثبتة من ثلاث جهات (شدادان والوصلة بين الحائط الرأسي والبلاطة) واستخدام طريقة العناصر المحددة Finite - Element أو الفروق المحددة Finite - Difference وكومبيوتر لحساب السُمك والتسليح . إلا أنه توجد عدة طرق مبسطة وتعطي قيماً لا بأس بها لتصميم الحائط كما سنورد في الأمثلة لاحقاً .

الحوائط ذات الساندات Buttressed Walls :

أحياناً تنفذ الحوائط الساندة بحيث تكون الأعصاب أمام الحائط لتكون ساندات بدلاً من الشدادات وتكون طريقة التصميم تقريباً مماثلة للحوائط ذات الشدادات وغالباً ما تكون أبعاد الحائط مماثلة لتلك الموضحة بشكل (٤٥) . ومرة أخرى تكون تلك الحوائط اقتصادية للارتفاعات التي تزيد عن ٧,٠٠ متر .

وطريقة تصميم الساند تماثل تلك المستخدمة مع الشداد ويجب ملاحظة أن الساند كونه يعمل كضاغط للحائط لا يعني أن عضو مضغوط بل على العكس فهو كابولي معرض لشد جهة الحائط وضغط بعيداً عن الحائط وعليه فيجب تصميمة كأي كابولي مثبت عند قاعدته ومعرض لقوة موزعة توزيعاً قريباً من المثلث ومنقول إليه من الحائط الرأسي (البلاطة الرأسية) .



شكل (٤٥) حائط ذو ساندات

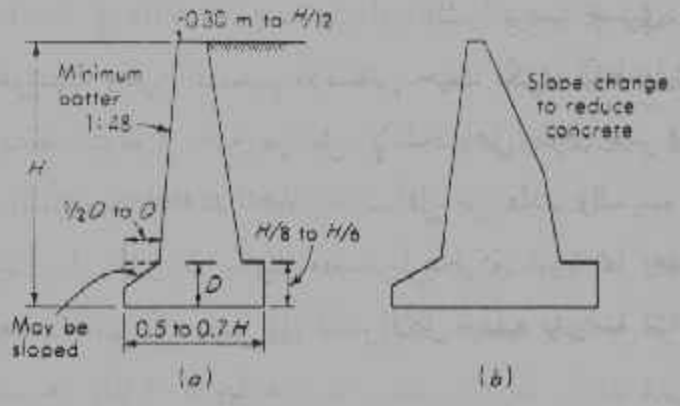
الحوائط الثقيلة Gravity Walls :

يمكن أخذ أبعاد الحوائط الثقيلة كما هو مبين بشكل (٤٦) . والحوائط

الثقيلة عادة تأخذ شكل شبه المنحرف وإن كان بعضها يبني بظهر منكسر Broken Back كما هو مبين بالشكل . وأبعاد القاعدة تختار بحيث تقع محصلة وزن الحائط والأتربة وضغط التربة في الثلث الأوسط للقاعدة . ويختار سُمك الحافة العلوية للحائط بقيمة (H/ 12) على ألا تقل عن ٣٠٠ مم .

ونظراً لجسامة القطاعات فإن الاجهادات الناجمة عن وزن الحائط وتأثير ضغط التربة سيكون غالباً منخفضاً وعليه فإن خرسانة الدقشوم عادة ما تكون مناسبة لتشييد تلك الحوائط .

وعادة ما يكون أكثر القطاعات حرجاً ذلك الذي يربط القدم ببقية الحائط وعليه فيجب حساب اجهادات الشد في أسفله .



شكل (٤٦) الحوائط الثقيلة

ضغوط التربة على الحوائط الساندة :

تصمم الحوائط الساندة لمقاومة ضغط التربة الايجابي Active Earth Pressure . ومن المعلوم أن ضغط التربة الإيجابي هو الحد الأدنى لضغط التربة الجانبي ولا يتم حدوثه إلا بعد تحرك الحائط بعيداً عن التربة بمسافة كافية لحدوث سطح انهيار في التربة وتكون قطاع من التربة Soil Wedge يتبع حركة الحائط ويضغط عليها بقيمة حدية صغرى هي الضغط الايجابي .

وتكون حركة الحائط الساند مكونة من مركبتين : انزلاق إلى الخارج ودوران حول القدم مما يسبب حركة كبيرة نسبياً للنصف العلوي من الحائط وبسيطة للنصف السفلي نظراً لصغر مركبة الدوران قرب القاعدة . كما أن الحوائط الكابولية يحدث فيها تشكل مرن ذا قيمة يمكن اعتبارها كحركة إلى الخارج وذلك التشكل يتركز في السلاح Stem حيث يحدث فيه ترخيم يضيف إلى كبر حركة النصف العلوي عن السفلي .

وعلى ذلك عند تصميم قطاعات الحائط فإن استخدام قيمة الضغط الإيجابي لا يكون صحيحاً إلا للقطاعات العُليا من الحائط ويستحسن استخدام قيماً أعلى من ذلك للقطاعات القريبة من القاعدة (قيماً تقترب من حالة الراحة Pressure at Rest) . على أن تلك التوصية تسري فقط على القطاعات الخرسانية وعلى التصميم الإنشائي حيث تكون القطاعات مسئولة عن مقاومة ضغط التربة في جميع مراحل الإنشاء وعلى طوال عمر الحائط إلا أن متطلبات الإتزان Wall Stability تكون أقل من ذلك والسبب أن انهيار الحائط بالانزلاق أو الدوران يكون مصحوباً بحركة كبيرة مما يعطي كامل الفرصة للضغط الجانبي أن يصل إلى الحد الأدنى وعليه فدراسة اتزان الحائط تتم تحت ضغوط التربة الايجابية .

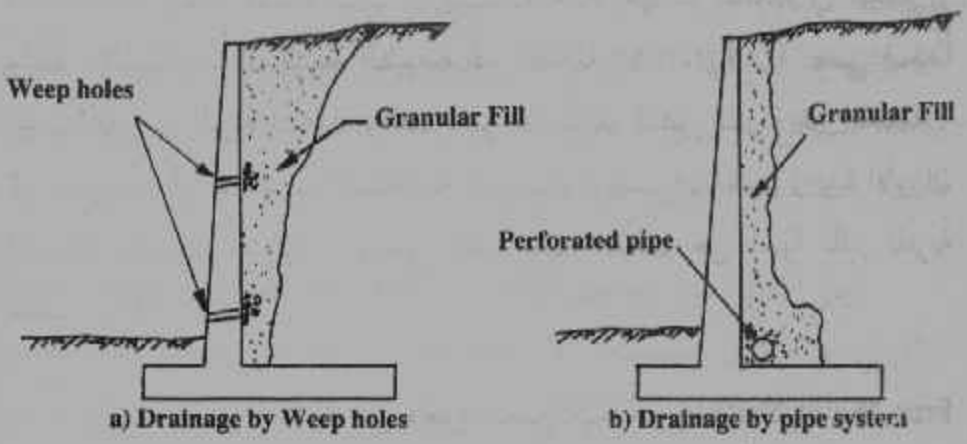
هذا وقد روعيت تلك النقطة في تصميم الحوائط الساندة الخرسانية باستخدام الإجهادات القصوى Ultimate Stress Design فتم رفع قيمة معامل الحمل Load Factor إلى قيمة 1.7 عن الضغط الإيجابي حسب المواصفات الأمريكية ACI Art. 9.2.4 وذلك لتصميم القطاعات الخرسانية واختيار حديد التسليح لتلك القطاعات . على أن المواصفات التي تستخدم اجهادات تشغيل الخرسانة Working Stress لم تنص على احتياطات خاصة لتصميم تلك القطاعات الخرسانية اعتماداً على معامل الأمان المتواجد في اجهادات التشغيل لكل من الخرسانة وحديد التسليح .

وهناك نقطة أخرى يجب مراعاتها عند تقدير خواص التربة للقص المستخدمة كردم خلف الحائط وهي أن هذا الردم عبارة عن تربة مقلقلة Disturbed وعليه فقيمة ∅ ، c يجب أن تحدد لعينات مقلقلة في المعمل . وتجدر الاشارة هنا أن التربة الطبيعية غير المقلقلة Undisturbed تعطي ضغطاً ايجابياً أقل من التربة المقلقلة وذلك لكبر معاملات القص للتربة غير المقلقلة . كما أن وحدة أوزان التربة المستخدمة لحساب P_a يجب أن تكون وحدة الأوزان المدموكة وليست السائبة . وبمعنى آخر يجب البحث عن أسوأ تأثير للتربة خلف الحائط .

ويجب الحذر الشديد من وجود سطح مياه حُر Free Water Surface خلف الحائط إذ يسبب ذلك في غياب سطح مياه مماثل أمام الحائط (يتواجد هذا السطح الحُر للمياه أمام الحائط وأيضاً خلفة لحوائط المنشئات الهيدروليكية وللحوائط الساندة المستخدمة كأرصفة موانىء) إلى زيادة كبيرة في الضغط الجانبي على الحائط الساند حيث أن معامل الضغط للمياه يساوي الوحدة بينما يكون ذلك المعامل للتربة في حدود الثلث . وبالرغم من استخدام وحدة الأوزان المعومة فإن محصلة القوى الجانبية يزيد في وجود سطح مياه حُر عن تربة مشبعة بالماء . على أن بعض الحوائط الساندة تكون معرضة لهذا الضغط الهيدروستاتيكي نظراً لظروف التشغيل الخاصة بتلك الحوائط وكمثال لهذه الحوائط تلك المكونة للأحواض الجافة الخاصة بإصلاح السفن وجدران الانفاق المشيدة بجوار مصادر مياه مستمرة كالبحار أو الأنهار الكبيرة .

وتزود الحوائط الساندة بنظم صرف المياه من خلف الحائط وتتراوح تلك النظم من فتحات صرف Weep Holes في الحائط الرأسي Stem إلى مد ماسورة مثقبة على بلاطة الكعب موازية للحائط ومؤدية إلى مصرف خارجي لسحب المياه من خلف الحائط . ويبين شكل (٤٧) فتحات الصرف ونظام الصرف المغطى المستخدمان لحماية الحائط من تواجد سطح مياه حُر أو حتى

وصول التربة خلف الحائط إلى درجة التشبع Saturation State الغير مستحب كما ذكرنا آنفاً .



شكل (٤٧) طرق صرف المياه من خلف حائط ساند

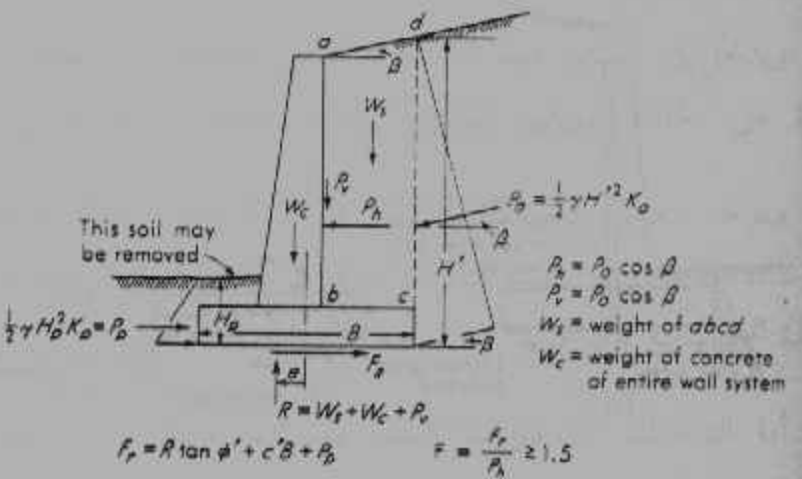
وكنوع خاص من الحوائط الساندة والتي يندُر حدوث حركة كافية لتكون الضغط الايجابي للتربة نذكر هنا حوائط البدرومات وأكتاف الكباري Bridge Abutments وهنا يجب استخدام معامل ضغط الراحة K_o لحساب ضغط التربة الجانبي عند حساب كلاً من القطاعات الخرسانية وكذلك اتزان الحائط .

اتزان الحوائط Stability of Walls :

الحوائط الساندة منشأ خاص يلزم لتصميمه تحقيق الاتزان الخارجي الكلي له وأيضاً تحقيق الاتزان الانشائي لأجزاءه المختلفة تحت تأثير القوى المؤثرة عليه ويقصد بالاتزان الانشائي هنا أن تكون القطاعات المختلفة قادرة على تحمل الاجهادات المؤثرة عليها دون أن تنهار . وبذلك تختلف الحوائط الساندة عن المنشآت الأخرى في كونها عرضة للانهيار ككتلة واحدة Rigid Body Failure وهو ما يقصد بعدم الاتزان . ويحدث الانهيار للحائط إذا ما انزلقت إلى الأمام أو دارت حول قدم الحائط وانهارت تماماً أو مالت بدرجة

كبيرة لا يمكن استخدام الحائط معه لخطورة ذلك أو لسوء منظره أو لكليهما .

ويوضح شكل (٤٨) القوى المسببة للانزلاق والقوى المقاومة له ويجب أن يتوفر معامل أمان ضد الانزلاق لا يقل عن ١,٥٠ إذا ما كان الردم خلف الحائط مكون من الرمال ولا يقل عن ٢,٠٠ إذا كان الردم مكون من تربة طمية أو طينية . والردم الموضح بشكل (٤٨) مكون من رمال كما هو بادي من توزيع ضغط التربة الايجابي ومن اختفاء أي قيمة للتماسك ، أو لشقوق الشد قرب السطح .

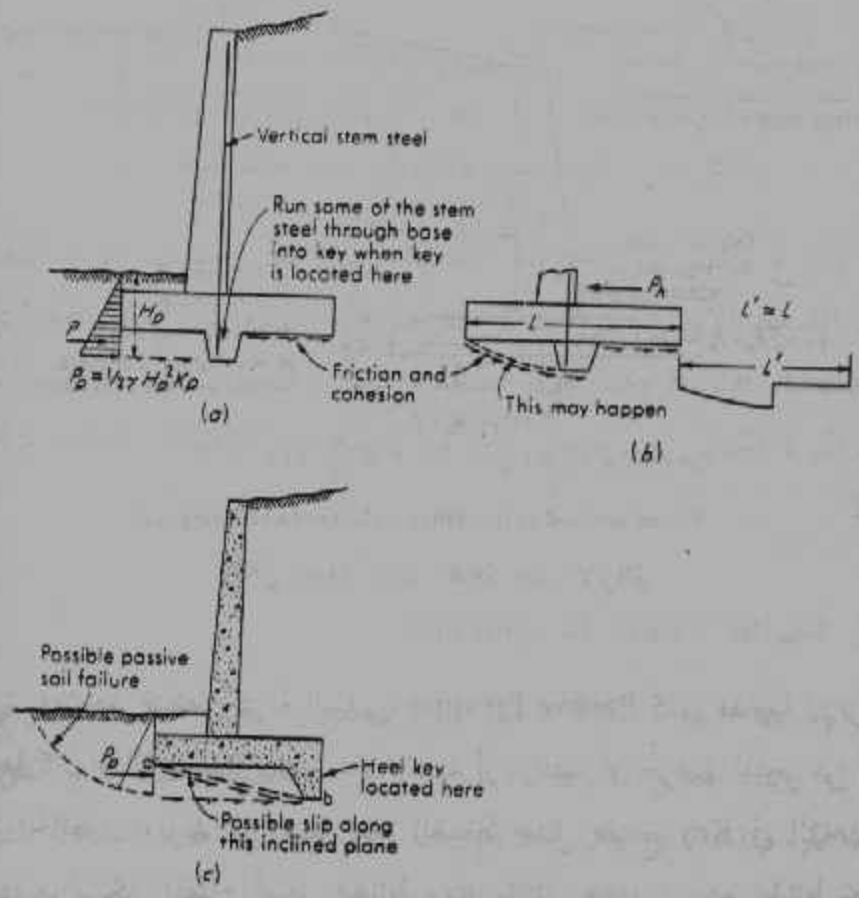


Forces involved in the sliding stability of a retaining wall.

شكل (٤٨) اتزان الحائط ضد الانزلاق

ويؤخذ ضغط التربة السلبي Passive Pressure كقوة مقاومة للإنزلاق إذا ما كان هناك ضماناً بعدم حفر التربة أو ازالتها أو تعرضها للنحر من أمام قدم الحائط . ويزيد من قيمة هذا الضغط عمل مفتاح Key في القاعدة . وعادة ما يُشكل المفتاح أسفل الحائط ويمتد بالتالي حديد تسليح الحائط خلال المفتاح ويلاحظ هنا أن يكون المفتاح منحرفاً قليلاً عن الحائط جهة الكعب وذلك حتى يتسنى لحديد التسليح للحائط أن يعمل كحديد شد في المفتاح كما سيرد في الأمثلة المحلولة .

ويوضح شكل (٤٩) مفتاح القاعدة . وكذلك يظهر في الشكل أسطح الكسر التي قد تسلكها التربة . ففي حالة المفتاح الضحل Shallow Key تسلك التربة أسهل طريق وأقلها مقاومة بأن تعبر منحنياً يتخطى المفتاح وفي تلك الحالة يكون ضغط التربة المقاوم Passive Pres. أقل من المستهدف بإنشاء المفتاح ولا يزيد عن ذلك المتكون لحائط بدون مفتاح . واختيار المفتاح عند نهاية الكعب يستلزم عمل دراسة لاحتمالي الكسر واختيار أقلهما مقاومة :



Stability against sliding using a base key. (*a*) Base key near stem so that stem steel may be run into the key; but (*b*) the sliding surface may develop as shown here where little aid is gained from using the key; (*c*) heel key which presents two possible modes of failure (passive and slip along the plane).

شكل (٤٩) تأثير مفتاح القاعدة

١ ـ كسر أفقي خلال أسفل الكعب مع تكون مقاومة ضغط سالب بكامل العمق .

٢ ـ كسر مائل كما يظهر في شكل (c - 49) وضغط تربة سلبي لعمق التأسيس .

وفي إعتقادنا أن الاحتمال الثاني غالباً ما سوف يعطي القيمة الدنيا وذلك للنقص الكبير في قيمة P_p وعدم تعويض ذلك بالسطح المائل المتولد عن شكل الكسر .

ويدخل في حساب قيمة الاحتكاك أسفل القاعدة جميع القوى الرأسية المؤثرة على الحائط بما فيها المركبة الرأسية لضغط التربة الايجابي .

ويؤخذ معامل الاحتكاك f مساوٍ لقيمة Tan ∅ وأحياناً تؤخذ فقط ثلثي تلك القيمة وإن كانت قيمة Tan ∅ هي الأوقع نظراً لخشونة سطح القاعدة الخرسانية وتداخلها الجيد مع التربة .

أما التماسك C′ فيؤخذ كنسبة من تماسك التربة C حيث :

$$C' = 0.6 \rightarrow 0.8\ C$$

والسبب في تخفيض قيمة C′ عن قيمة C هو القلقلة التي تصاحب انشاء الحائط وأن التربة الطينية لن تتمكن بسهولة استعادة قيمة التماسك مع القاعدة .

ويحسب معامل الأمان F_{SL} ضد الاتزان من نسبة قوى المقاومة إلى قوى التحرك ويجب ألا يقل عن ١,٥٠ للردم الرملي وعن ٢,٠٠ للردم الطيني كما سبق أن أشرنا .

$$F_{SL} = \frac{\text{Sum of resisting forces}}{\text{Sum of driving forces}} \geq 1.5$$

ويحسب معامل الاتزان ضد الانقلاب من مجموع العزوم المسببة للدوران ومجموع العزوم المقاومة للدوران حول طرف القدم . ويكون تصميم الحائط مقبولاً إذا كان معامل الأمان ضد الدوران لا يقل عن ١,٥٠ للردم الرملي ولا يقل عن ٢,٠٠ للردم الطمي أو الطيني .

$$F_{OV} = \frac{\text{Sum of moments to resist overturning}}{\text{Sum of overturning moment}} \nless 1.5$$

قدرة تحمل التربة للحوائط الساندة Allowable Bearing Capacity :

يتحقق اتزان الحائط الساند ضد الانهيار بالتحمل للتربة - Bearing Capacity Failure بأخذ معامل أمان مناسب في معادلة قدرة تحمل التربة المسموح به . ويلاحظ أن المعادلة التي يجب تطبيقها في حساب قيمة q_u أن تستخدم معاملات القواعد أو الأساس الشريطي وعليه فمعاملات الشكل تؤول إلى الوحدة لكل من K_C ، K_D ، K_B . كما يجب استخدام عرض القاعدة المُصغر بطرح ضعف قيمة اللامركزية من عرض القاعدة .

$$B' = B - 2e \qquad \text{.......................................} \qquad (41)$$

Where:

B' = reduced base width,
B = base width,
e = eccentricity

$= \dfrac{\Sigma M}{V}$,

ΣM = sum of mements of all forces about base center,
V = sum of all vertical forces.

وتحسب قيمة عمق التأسيس من المعلومات المتوفرة عن النحر وعمق التغيرات الحجمية بتأثير الرطوبة والحرارة . وتقارن قيمة الاجهاد الأكبر تحت

الأساس وقيمة q_a المحسوبة بمعامل أمان (٢,٠٠ للتربة الرملية ، ٣,٠٠ للتربة الطينية) من المعادلة التالية :

$$q_{toe} = \frac{V}{B} + \frac{V.e}{B^2/6} \leq q_a \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (42)$$

ومعادلة (٤٢) تكون صحيحة إذا كانت e أقل من أو تساوي B/6 وإلا انفصال بين القاعدة والتربة يتكون عند الكعب وفي تلك الحالات يكون عرض التلامس بين القاعدة والتربة مساوٍ لثلاث مرات بعد المحصلة عن القدم وتقارن قيمة الاجهاد الأكبر لقيمة q_a كالتالي :

$$q_{toe} = \frac{2}{3} V / [(B/2) - e] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (43)$$

الهبوط Settlements :

الحوائط المشيدة على تربة رملية لا تعاني من الهبوط طويل المدى كالذي يحدث أثناء تصلب التربة الطينية Consolidation ويكون معظم الهبوط مرن ويحدث أثناء الانشاء . أما الحوائط المشيدة على تربة طينية فإن الهبوط يجب تقديره وتجنب حدوث هبوط غير متساوي بأن يصمم الحائط بحيث تقع المحصلة قريبة من منتصف القاعدة وهذا يقلل من ميل الحائط Tilting .

الحوائط المشيدة على الصخر يمثل عدم الهبوط مشكلة من نوع آخر ، إذ أن عدم ميل الحائط إلى الخارج لن يسمح لضغوط التربة لتكوين الضغط الايجابي Active Pressure وعليه فإن قطاعات الحائط الناتجة في غياب هذا التحرك ستكون غير اقتصادية . وللسماح بالحركة المطلوبة توضع وسادة من الرمل بسمك حوالي ٣٠ سم أسفل القاعدة .

ويمثل الهبوط غير المتساوي في الاتجاه الطولي للحائط وخاصة إذا ما كان هذا التباين ممتداً لمسافات كبيرة ينعدم فيها تأثير عمل الحائط ككوبري

Bridge - Over فوق تلك المناطق المنضغطة . وينجم عن ذلك حدوث شروخ رأسية في الحائط وتصدع الحائط .

ويمكن استبدال التربة الضعيفة أو تقويتها وتثبيتها لتحمل اجهادات الحائط كما يلجأ إلى الأساسات الخازوقية Pile Foundation إذا كانت الطبقات السطحية ضعيفة أو منضغطة لضمان ثبات الحائط ولمنع الهبوط غير المتساوي سواء عرضياً أو على امتداد الحائط .

تصميم الحوائط الساندة :

تحسب القوى المؤثرة على الحوائط الثقيلة والحوائط الكابولية لمتر واحد من الحائط أما الحوائط ذات الشدادات أو الساندات فتحسب القوى للوحدة المتكررة من الحائط (المسافة بين محاور الشدادات أو الساندات) .

الحوائط الثقيلة :

القوى المؤثرة على حائط ثقيل موضحة بشكل (٥٠) حيث يتم حساب ضغط التربة الايجابي باستخدام طريقة كولوم أو طريقة رانكين . وطريقة كولوم تعطي ضغط التربة مباشرة على ظهر الحائط بزاوية مع العمودي تساوي δ (زاوية احتكاك ظهر الحائط مع التربة) أما في طريقة رانكين فيفترض أن الحائط رأسي وينتهي عند الطرف السفلي للكعب وإتجاه الضغط موازي لسطح التربة . وتكون محصلة ضغط التربة هو المجموع الاتجاهي Sum of Vectors للقوة P_a ووزن مثلث التربة على ظهر الحائط W_s ليعطي مقدار واتجاه ضغط التربة الكلي .

ولتحديد توزيع ضغط التربة على القاعدة السفلية للحائط تؤخذ العزوم للقوى المؤثرة (وزن الحائط وضغط التربة) حول قدم الحائط Toe ومن ذلك العزم نحدد بعد المحصلة عن القدم .

Bridge - Over فوق تلك المناطق المنضغطة . وينجم عن ذلك حدوث شروخ رأسية في الحائط وتصدع الحائط .

ويمكن استبدال التربة الضعيفة أو تقويتها وتثبيتها لتحمل اجهادات الحائط كما يلجأ إلى الأساسات الخازوقية Pile Foundation إذا كانت الطبقات السطحية ضعيفة أو منضغطة لضمان ثبات الحائط ولمنع الهبوط غير المتساوي سواء عرضياً أو على امتداد الحائط .

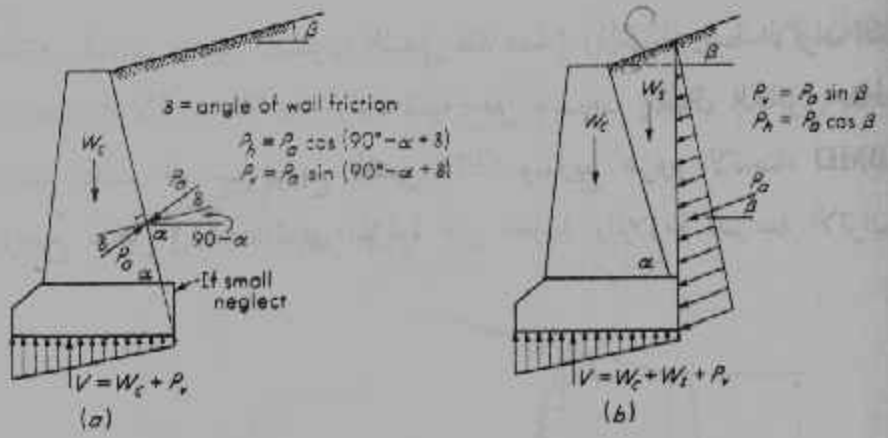
تصميم الحوائط الساندة :

تحسب القوى المؤثرة على الحوائط الثقيلة والحوائط الكابولية لمتر واحد من الحائط أما الحوائط ذات الشدادات أو الساندات فتحسب القوى للوحدة المتكررة من الحائط (المسافة بين محاور الشدادات أو الساندات) .

الحوائط الثقيلة :

القوى المؤثرة على حائط ثقيل موضحة بشكل (٥٠) حيث يتم حساب ضغط التربة الايجابي باستخدام طريقة كولوم أو طريقة رانكين . وطريقة كولوم تعطي ضغط التربة مباشرة على ظهر الحائط بزاوية مع العمودي تساوي δ (زاوية احتكاك ظهر الحائط مع التربة) أما في طريقة رانكين فيفترض أن الحائط رأسي وينتهي عند الطرف السفلي للكعب وإتجاه الضغط موازي لسطح التربة . وتكون محصلة ضغط التربة هو المجموع الاتجاهي Sum of Vectors للقوة P_a ووزن مثلث التربة على ظهر الحائط W_s ليعطي مقدار واتجاه ضغط التربة الكلي .

ولتحديد توزيع ضغط التربة على القاعدة السفلية للحائط تؤخذ العزوم للقوى المؤثرة (وزن الحائط وضغط التربة) حول قدم الحائط Toe ومن ذلك العزم نحدد بعد المحصلة عن القدم .



Forces on a gravity wall. (a) Coulomb analysis; (b) Rankine analysis.

شكل (٥٠) القوى المؤثرة على حائط ثقيل

$$\bar{x} = \frac{\text{Sum of moment about the toe}}{\text{Sum of vertical forces}} \quad \ldots\ldots (44)$$

وبمعلومية x نحدد اللامركزية e المؤثرة على القاعدة . فإذا كان عرض القاعدة قيمته B فإن e تحسب من .

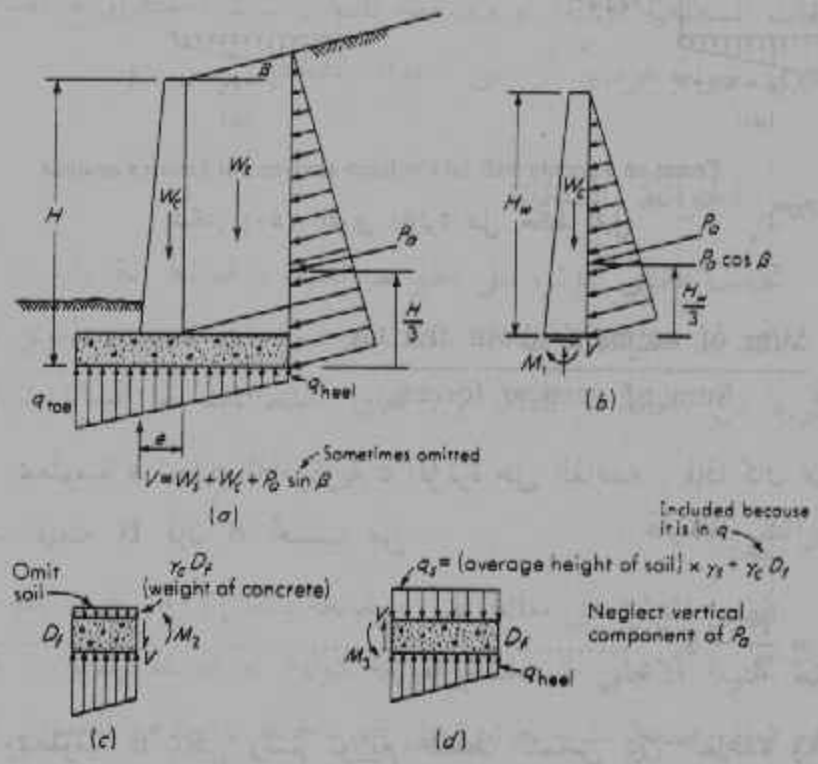
$$e = \frac{B}{2} - \bar{x} \quad \ldots\ldots (45)$$

وبمعلومية e يمكن رسم توزيع ضغط التماس بين القاعدة والتربة وبذلك يكتمل تحديد القوى على الحائط الثقيل .

الحوائط الكابولية :

نظراً لصعوبة تحديد قيمة زاوية إحتكاك ظهر الحائط مع التربة وأيضاً لكون التربة المتواجدة فوق كعب الحائط تتحرك تقريباً مع الحائط فإن استخدام رانكين غالباً ما يكون فعالاً وذلك بفرض زاوية احتكاك تساوي صفر . ويحسب ضغط التربة مرتان الأولى لكامل ارتفاع الحائط (من أعلى

نقطة في الكابـولي إلى المنسوب السفلي للقاعدة) وذلك لدراسة الاتزان الكلي للحائط (إنزلاق وإنقلاب) ومرة ثانية حتى منسوب إتصال الكابولي بقاعدة الحائط وذلك لحساب توزيع القص SFD وتوزيع عزوم الانحناء BMD . ويوضح شكل (٥١) القوي المؤثرة على الحائط واللازمة لدراسة الاتزان .

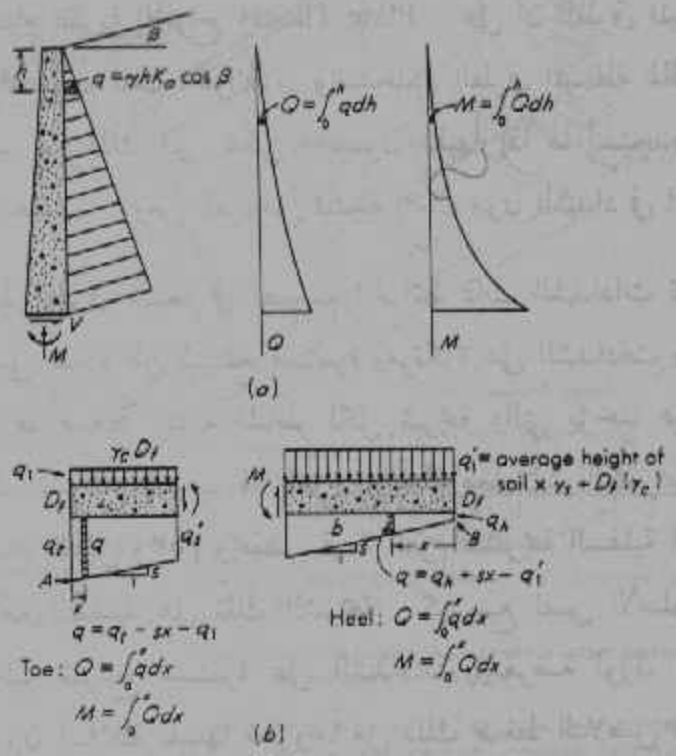


Forces on cantilever wall. (*a*) Entire unit; free bodies for; (*b*) stem; (*c*) toe; (*d*) heel. Note that $M_1 + M_2 + M_3 \cong 0.0$.

شكل (٥١) القوى المؤثرة على حائط كابولي

ويوضح شكل (٥٢) القوى المؤثرة على أجزاء الحائط واللازمة لحساب توزيع قوى القص وعزوم الانحناء . ويلاحظ هنا طرح قيمة وزن التربة على الكعب وكذلك وزن الخرسانة نفسها من توزيع الضغوط بين التربة والقاعدة عند حساب قطاعات القاعدة . كما يلاحظ أن اللجوء الى المعادلات

التفاضلية عند رسم توزيعات القص والعزم تكون مفيدة لحساب كميات الحديد اللازم انهاؤه مع الإرتفاع للوصول الى تصميم اقتصادي .



Cantilever retaining wall. (*a*) Stem shear and moments; (*b*) toe and heel shears and moments.

شكل (٥٢) حساب القص والعزم لأجزاء الحائط

وعلى المصمم أخذ قرار بإعتبار ضغط التربة السالب أمام قدم الحائط أو إهماله عند دراسة إتزان الحائط . كما أن عليه أخذ قرار مشابه بالنسبة لوزن الأتربة فوق القدم ، وإن كان معظم المصممون يفضلون إهمال وزن أو وجود أتربة فوق القدم وذلك لأخذ جانب الأمان في التصميم .

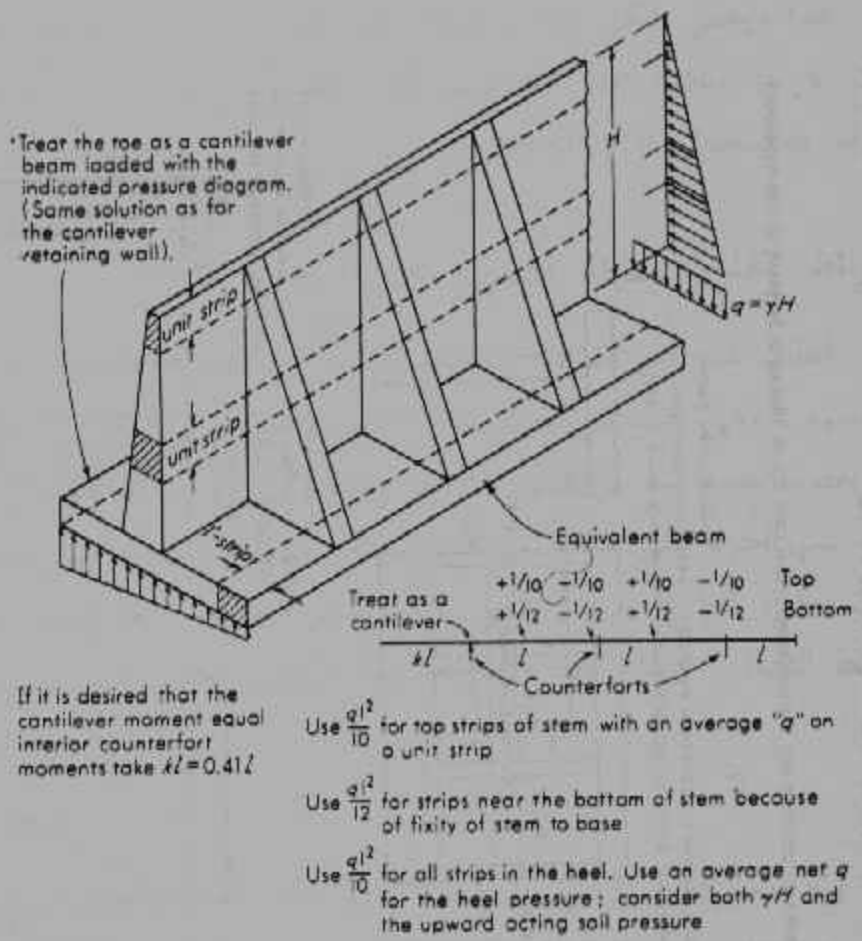
هذا ويحسب توزيع ضغط التماس بين القاعدة والتربة بإستعمال معادلة (٤٤) ، (٤٥) كما ورد في حساب القوى على الحوائط الثقيلة .

الحوائط ذات الشدادات

الحوائط ذات الشدادات (وأيضاً ذات الساندات) غير محددة ويمكن حلها بإستخدام نظرية الألواح Plate Theory . على أن الطرق المبسطة عادة ما تستخدم لتصميم تلك الحوائط . وإستخدام الطرق المبسطة غالباً ما ينتج قطاعات أكبر من تلك التي يمكن الحصول عليها إذا ما أستخدمت نظرية الألواح في التصميم . ومن الفروض المتبعة إهمال وزن الشداد في التصميم .

وأبسط الطرق المتبعة في تصميم الحوائط ذات الشدادات تفترض أن الحائط الرأسي عبارة عن شرائح مستمرة ومرتكزة على الشدادات وإن الحمل المعرضة له هو ضغط التربة المناظر لكل شريحة والتي يؤخذ عرضها متراً واحداً وتلك الشرائح يحسب لها العزم بواسطة معاملات الكمرات المستمرة كما هو موضح بشكل (٥٣) ويخفض قيمة العزم للشريحة السفلية الأولى لتأثير تثبيت البلاطة السفلية على تلك الشريحة . كما يتبع نفس الأسلوب لبلاطة الكعب وتعتبر شرائح مستمرة على الشدادات ومعرضة لوزن التربة فوقه بالاضافة لوزن البلاطة نفسها مطروحاً من ذلك ضغط التلامس المناظر تحت كل شريحة . أما القدم فيصمم كما في حالة الحوائط الكابولية أي يعتبر كابولي معرض لضغط التماس تحته مطروحاً منه وزن البلاطة الخرسانية المكونة للقدم نفسه . وعادة ما يترك إمتداد البلاطة الرأسية والقاعدة خارج أول شداد مسافة حوالي ٤٠٪ من تقسيط الشدادات للحفاظ على قيم العزم ثابتة في البلاطات .

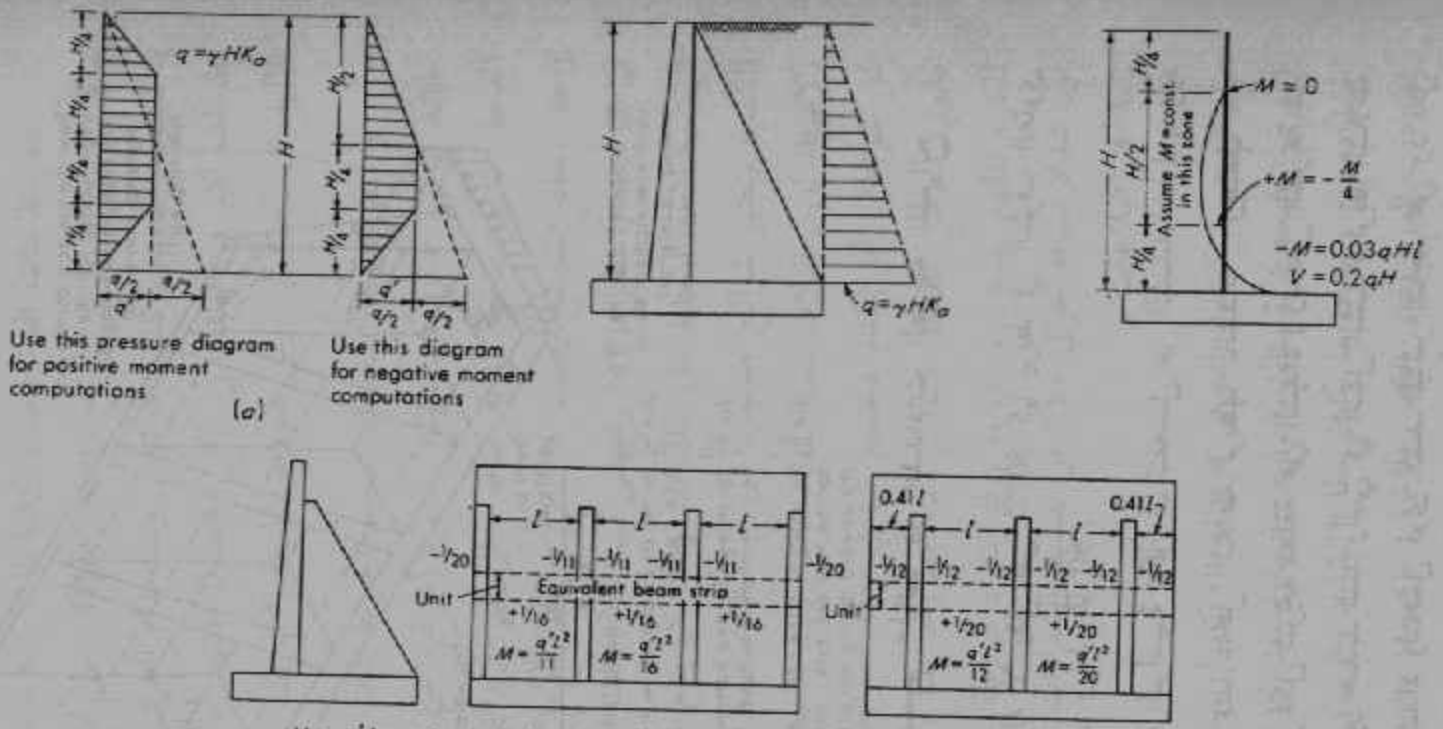
ويصمم الشداد لتحمل عزم إنحناء كابولي إرتفاعه H (شكل ٥٣) ومعرض لضغط تربة مثلث التوزيع (قيمة ضغط التربة تضرب هنا في تقسيط الشدادات) . وعادة ما يكون قطاع الشداد الخرساني أكثر من كافٍ لمقاومة إجهادات العزم وقوى القص المؤثرة . ويحسب حديد التسليح اللازم للشد نتيجة العزم ويمد جيداً في القاعدة السفلية (بلاطة الكعب) بطول رباط



شكل (٥٣) تصميم الحائط ذو الشدادات الطريقة الشرائح

Anchore length طوله لا يقل عن ∅ 50 كما يربط في الطرف العلوي للبلاطة الرأسية بطول رباط ∅ 50 .

كما أن البلاطة الرأسية يمكن أن تنفصل عن الشداد ما لم يزود الشداد بتسليح أفقي يمتد داخل البلاطة لربطها بالشداد . ويحسب هذا الحديد من الشد المباشر لكل شريحة معلقة على الشداد (رد فعل الشريحة على الشداد). كما يجب توفير حديد شد رأسي في أسفل الشداد لربط البلاطة السفلية (الكعب) بالشداد ولتحمل قوى الشد المباشر الناجم عن رد فعل شرائح القاعدة على الشداد .



Computation of bending moments in the horizontal direction for the counterfort stem. [*After Huntington (1957).*]

شكل (٥٤) طريقة هانتينجتون التقريبية

هذا ويعطي شكل (٥٤) طريقة أكثر دقة من طريقة الشرائح وإن كانت تقريبية ولكنها تعطي قطاعات أكثر إقتصاداً وتلك الطريقة تعرف بطريقة هانتينجتون Huntington .

الحوائط الخلوية سابقة التجهيز Crib Walls

تختلف هذه الحوائط عن السابق دراستها في الشكل وطريقة الاتزان والتصميم . وهي تشيّد من أجزاء سابقة التجهيز من الخرسانة المسلحة وإن كان بعضها يصنع من الأخشاب إذا توفر بكثرة . ويتزن الحائط بفعل وزن الردم الذي تحتويه وهي بذلك تعتبر من الحوائط الثقيلة ولو أن أجزائها خفيفة الوزن صغيرة القطاع . ويحدد عرض الحائط بنفس الطريقة المتبعة في تصميم الحوائط الثقيلة . وتختار أبعاد الأجزاء سابقة التجهيز بحيث تحقق الشرط التالي :

$$f \geqslant 2\ e$$

وإلا فإن التربة الرملية المستعملة كردم داخل خلايا الحائط سوف تتسرب من خلال العوارض الأمامية Stretchers (شكل ٥٥) . والعوارض تصمم لمقاومة عزوم الانحناء المحسوبة من ضغط التربة الداخلي لكمرة ذات بحر مساوٍ للقيمة a ويقدر ذلك الضغط بالقيمة التالية :

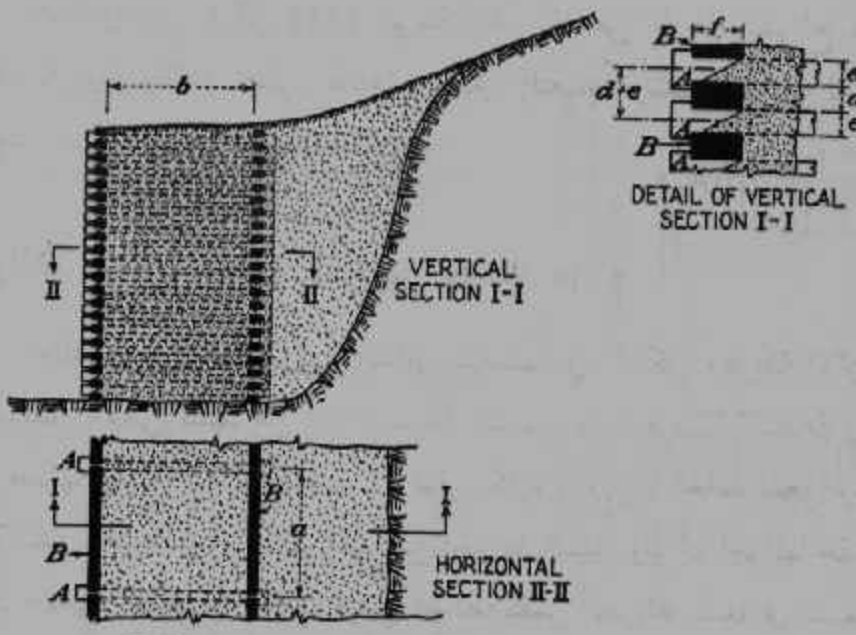
$$W_h = \gamma\ b\ (d + e)\ 0.5). \qquad (46)$$

Where

W_h = horizontally Uniformly dist. Load per unit Length of Stretchers,

γ = Unit Weight of fill,

b,d,e are indecated in Figure (55).



Design of crib retaining wall. Precast reinforced-concrete units.

شكل (٥٥) تصميم الحوائط سابقة التجهيز

وقيمة هذا الضغط يماثل الضغط المتولد داخل الصوامع . وحيث أن العوارض المتواجدة في الجانب الخلفي من الحائط يجب أن تتحمل ضغط الردم الداخلي قبل ملء الفراغ الخلفي بين جوانب الحفر والحائط فإن العوارض الأمامية والخلفية يجب أن تكون متماثلة . كما أن تجهيز تلك العوارض مسبقاً يستلزم أن تكون متماثلة التسليح لتقاوم عزوم إنحناء ($W a^2$/8) . كما يجب أن تتحمل العوارض نصف الضغط الرأسي المؤثر على الشدادات Headers (Units A) الموضحة بشكل (٥٥) .

وتصمم الشدادات لمقاومة رد الفعل المنقول من العوارض بالشد وأيضاً تصمم رؤوس الشدادات لتقاوم رد الفعل هذا بالقص . هذا وتصمم الشدادات لمقاومة أوزان رأسية تنقل إليها بالإحتكاك على جانبيها بإعتبار الشدادات كمرات ذات بحر يساوي عرض الحائط ، وقيمة الضغط الرأسي يؤخذ مساوٍ للقيمة التالية :

$$W_v = 0.58 \ \delta \ a \ (d + e) \ (0.5) \qquad (47)$$

Where

W_v = Vertical Uniform pressure per unit Length of the header,

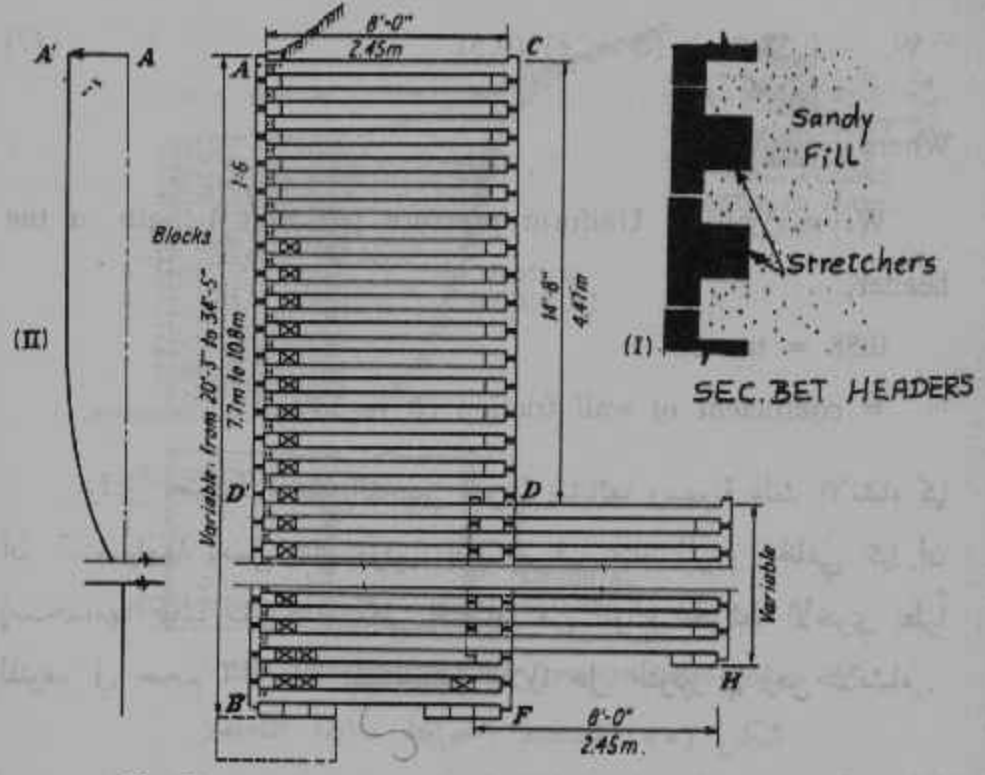
0.58 = tan 30°

= coefficient of wall friction (δ = 30°)

وتمتاز الحوائط سابقة التجهيز بسرعة إنشائها وسهولة ذلك الانشاء كما أن استخدامها يعمل على توفير نظام صرف ممتاز للردم الخلفي كما أن إستخدامها غالباً ما يكون أكثر إقتصاداً من أنواع الحوائط الأخرى نظراً للتوفير في حجم الخرسانة المستخدمة علاوة على التوفير في زمن الانشاء .

ويمكن إستخدام عوارض مفتوحة كالموضحة بشكل (٥٥) أو مغلقة كالموضحة بشكل (٥٦) . وتستخدم العوارض المغلقة إذا كان الحوائط معرض لفترات من الأمطار الغزيرة التي قد تجرف الردم المكون من الرمال من بين العوارض عندما يصبح مشبعاً . وعدم إستخدام عوارض مغلقة يستدعي إستخدام ردم مكون من كسر الأحجار والدمشقوم خلف الوجه الأمامي للحائط لمنع مرور الرمل (يعمل كمرشح للرمل الداخلي) .

والحوائط سابقة التجهيز تستطيع مقاومة الهبوط غير المتساوي حيث أنها تتميز بمرونة تمكنها من إعادة ترتيب أجزائها عند حدوث هبوط غير متساوي وخاصة الذي يحدث في إتجاه امتداد الحائط . وقد عرض شيبوتاريوف Tschebotarioff مثالاً لحائط خلوي سابق التجهيز من الخرسانة المسلحة وإرتفاعه حوالي ٨,٠٠ متر قد تحمل فارق هبوط مقداره ٦٠سم دون أن ينهار .



(I) Cross section of concave twin-cell 34-ft-high (10.4-m) crib wall as originally designed. (II) Deformations of upper single-cell section of crib wall ·

شكل (٥٦)

ونظراً لأن عرض الحائط b غالباً ما يكون محدوداً بطول الشدادات والتي لا تزيد عادة عن ٢,٥٠ متر فإن اللجوء إلى حوائط ذات خليتان لإرتفاع حوائط يزيد عن ٧,٠٠ أمتار يكون لازماً . ويوضح شكل (٥٦) مثالاً لحائط ذو خليتان وإن كان إستخدام الخلية الخلفية يتم فقط في النصف السفلي من الارتفاع كما أن وصلة الخليتان يجب أن يكون محكماً لضمان عمل الحائط كوحدة واحدة ويتم هذا بتداخل الشدادات وإستخدام قطاعات أكبر للعوارض الوسطى كما هو موضح بشكل (٥٦) . وبالرغم من مرونة الحائط وقابليته لتحمل الهبوط غير المتساوي وخاصة في إتجاه امتداد الحائط إلا أن الحوائط ذات الخليتان عادة ما تكون حساسة للهبوط غير المتساوي عرضياً مما

بسبب تحرك الحائط وخاصة النصف العلوي منه إلى الخارج مسبباً عدم إتزان الحائط كما يظهر في شكل (٥٦) بالمنحنى الجانبي II حيث يمكن أن تتحرك النقطة العلوية A إلى الوضع A' وتتبعها حركة تشبه تشكل القص المعروف .

والسبب الذي أدى إلى انزلاق أجزاء الخلية العلوية هو إزدياد الضغط المنقول من الردم الخلفي للحائط عن الضغط الإيجابي وذلك بسبب أنشاء قدم ممتد بطول الحائط من الخرسانة كأساس أمامي للحائط بينما لم ينفذ أي أساس خاص بالعوارض المتوسطة والخلفية مما سبب ميل الحائط إلى الخلف ككتلة في البداية بنتيجة الردم وهبوط التربة في الجزء الخلفي بينما منعت القاعدة الخرسانية هبوط القدم بنفس القدر مما أدى إلى تحرك الحائط في اتجاه الردم فتولد ضغطاً يفوق ضغط الراحة بل يقرب من الضغط السلبي فلم يتحمل الجزء العلوي من الحائط هذا الضغط فانزلق للخارج مما عدل من قيمة الضغط المنقول من الردم الخلفي ووصوله إلى الحد الأدنى وهو ضغط التصميم المفترض (الضغط الايجابي) .

من المناقشة السابقة يتضح أن الحوائط الخلوية سابقة التجهيز المشيدة على تربة ضعيفة قابلة للانضغاط العرض يمكن أن تعاني من فرق الهبوط وعليه فتصميم أساس للحائط يكون لازماً (كتلة ممتدة بكامل العرض) مع ملاحظة التحكم في ملء الخلية والردم الخلفي على مراحل تسمح بهبوط عرضي متساوي . ويمكن أن يكون هذا الأساس غير كاف وعند ذلك يمكن اللجوء إلى الأساسات الخازوقية لمنع الهبوط غير المتفاوت .

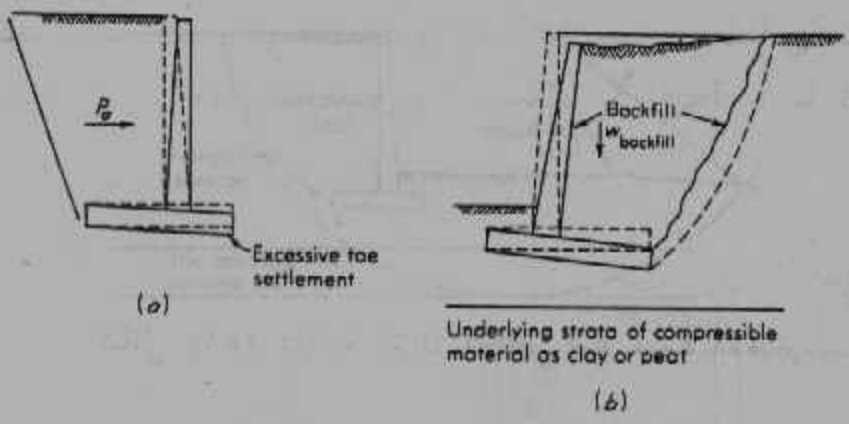
ويختار عرض القاعدة بما لا يقل عن نصف إرتفاع الحائط على ألا يقل عن طول الشداد (عادة لا يقل طول الشداد عن ١.٨٠ متر) وأيضاً لا يقل عرض أي جزء من الحائط عن نصف إرتفاع هذا الجزء فمثلاً لحائط إرتفاعه عشرة امتار يختار العرض بمقدار خمسة أمتار (خليتان) ثم يعمل ردود بمقدار خلية على ارتفاع خمسة امتار من القاعدة ليصبح عرض الحائط متران ونصف

لباقي الإرتفاع . كما يجب عمل ميل لوجه الحائط (في هذه الحالة يكون الحائط مائل بنفس ميل الوجه) لا يقل عن ١ : ١٠ وذلك لتوقع ميل الحائط إلى الخارج نتيجة دوران القاعدة قليلاً وإنزلاق أجزاء الحائط إلى الخارج أيضاً قليلاً . ولا يقل قطاع أي من الشدادات أو العوارض عن ١٢سم × ١٢سم ويجب كما سبق أن أشرنا أن تكون قطاعات الأجزاء متماثلة التسليح لمرونة استعمالها . كما يجب، أن تكون الخرسانات المستخدمة والشدات والقوالب المصبوبة فيها وطريقة المعالجة للخرسانة وطريقة التخزين والنقل على أعلى مستوى ومطابقة للمواصفات للأجزاء سابقة التجهيز .

ميل الحائط وإنهيار الحوائط بدائرة الانزلاق

حدوث ميل خفيف للحائط (بالطبع إلى الخارج) يكون مفيداً حيث يقلل ضغط التربة والوصول إلى الضغط الايجابي Active Pressure كما سبق الإشارة . وتقدر قيمة الحركة اللازمة لحدوث الضغط الايجابي في حالة الردم المكون من رمل أو ركام سائب بمقدار 0.002H أو أقل . على أن الردم المكون من طمي أو طين (تربة متماسكة) يتطلب حركة كبيرة للوصول الى الضغط الايجابي وتصل تلك الحركة إلى عشرة أمثال الحركة اللازمة مع الردم السائب Granualar . ولعل ذلك من أسباب تفضيل الردم الرملي عن الردم الطيني .

ويظهر شكل (٥٧) الميل غير المرغوب فيه للحوائط السائدة . وكلا الميلين ناجم عن فشل في الأساس . ففي النوع الأول (57-a) الميل الشديد ناجم عن إجهاد كبير أسفل القدم والثاني نتج عن وجود طبقة منضغطة ضعيفة تحتية سبب الردم خلف الحائط في إنضغاط كبير تبعه ميل الحائط إلى الداخل . وميل الحائط إلى الداخل يحدث لأكتاف الكباري Bridge Abutments إذا ما كانت هناك طبقة منضغطة تحتية فيسبب ردم مطالع الكوبري في هذا النوع من الميل .

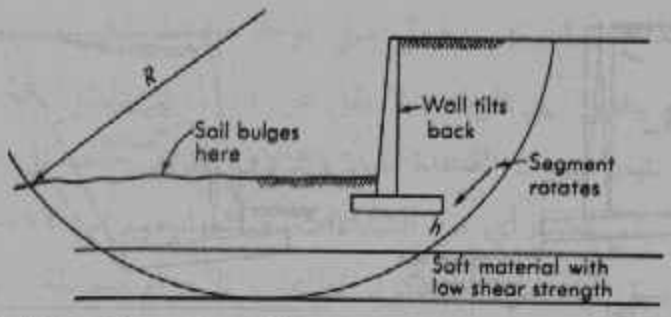


Settlement failures. (*a*) Excessive forward tilt due to a high toe pressure; (*b*) excessive settlement and tilt due to backfill. The latter is a common potential problem at bridge abutments caused by the approach fill.

شكل (٥٧) نشل الحائط الساند بالميل

ولحل مشاكل الميل الشديد يجب العمل على أن يكون توزيع الاجهادات أسفل القاعدة قريباً من الانتظام لتجنب الميل من النوع الأول . أما في النوع الثاني فإن الالتجاء إلى استخدام خوازيق فإنه غالباً ما يمنع حدوث الميل ما لم يكن الهبوط الخلفي الناتج عن الردم كبيراً ومستمراً للدرجة التي تعمل على سحب الخوازيق الى أسفل أو إلى الداخل بتأثير الإحتكاك السالب على جدران الخوازيق Negative Skim Friction مما يفاقم المشكلة وعلى ذلك فدراسة إتزان الحوائط المقامة على طبقات طينية لينة يجب أن تكون دقيقة وشاملة .

فإذا ما كانت التربة أسفل أساس الحائط عبارة عن طبقات لينة ضعيفة كما هو مبين بشكل (٥٨) فإن انهيار على شاكلة إنهيارات الميول مكون من إنزلاق اسطوانة من التربة غالباً ما تمر بنقطة كعب الحائط يمكن أن تحدث . ويجب عمل دراسة لهذا الاحتمال إذا ما كانت الطبقات الضعيفة تمتد إلى عمق مرة ونصف إلى ضعف إرتفاع الحائط . وتجري دراسة دائرة الانهيار Circle of Failure وتسمى أيضاً طريقة الدائرة السويدية Swedish-Circle method كالآتي :



شكل (٥٨) دراسة إتزان الحائط ضد دائرة الانهيار

١ ـ يرسم الحائط بمقياس مناسب وكذلك الطبقات التحتية .

٢ ـ خلال كعب الحائط h ترسم دائرة بحيث تمر بالطبقات الضعيفة وذلك في حالة إذا كان ميل سطح الأرض خلف الحائط أقل من أو يساوي ١٠° . أما إذا زاد هذا الميل عن ١٠° أو إذا كان هناك أحمالاً موزعة على سطح الأرض فلا يشترط أن تمر الدائرة بالكعب .

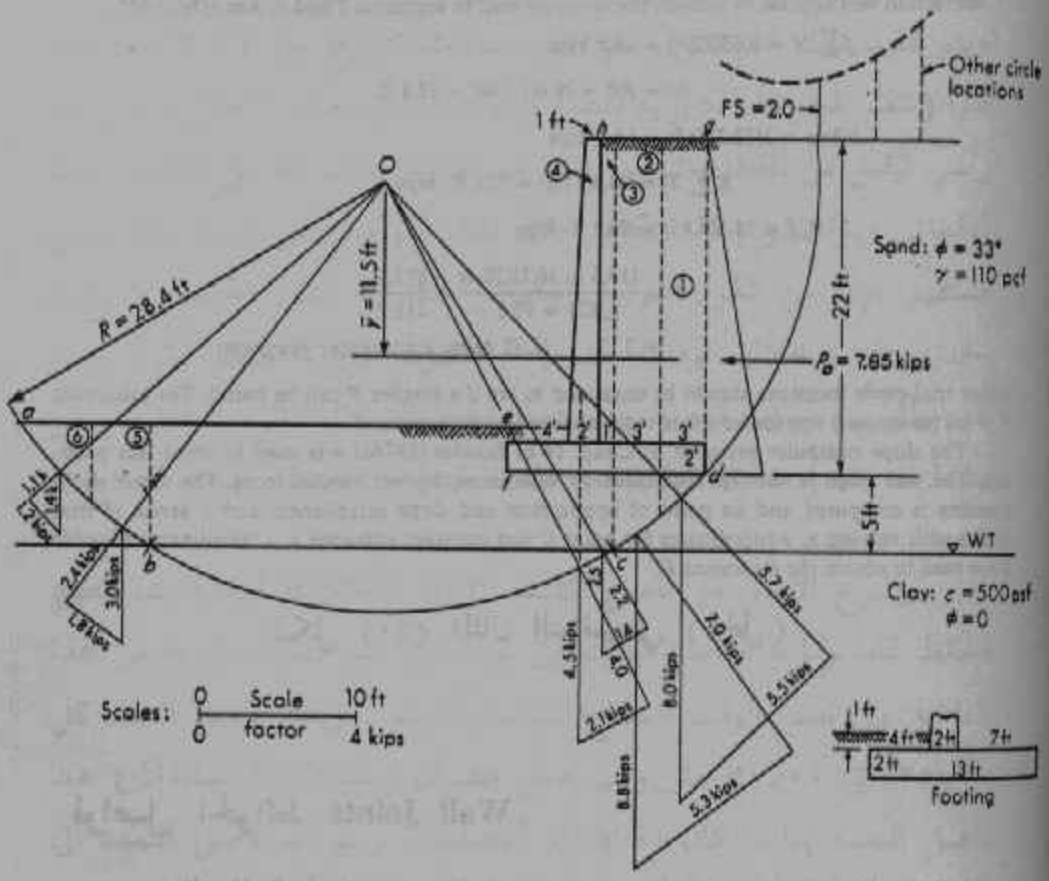
٣ ـ تطبق القواعد المتبعة في دراسة إتزان الميول بالطريقة السويدية المشهورة وذلك بطريقة الشرائح إذا كانت قيمة زاوية الاحتكاك الداخلي لا تساوي الصفر وبطريقة الاتزان الكلي إذا كانت التربة متماسكة Cohesive Soil .

مثال توضيحي لإتزان الحوائط بدائرة الانهيار

يعطي شكل (٥٩) حائط كابولي إرتفاعه الكلي ٢٢,٠٠ قدم وعرض قاعدته ١٣,٠٠ قدم ويرتكز على طبقة رملية من نفس نوع الردم الخلفي . وعلى عمق ٥,٠٠ قدم توجد طبقة سميكة من الطين . والمطلوب دراسة إتزان الحائط ضد إنهيار دائري .

هذا وقد أعطي الحل في صورة جدول لحساب مركبات قوى الشرائح

الست التي أخذت في الحل كما أنه قد تم الاستعانة بالكومبيوتر لحساب معامل الأمان لدوائر أخرى تمر بالكعب . ويوضح شكل (٦٠) حل المثال .



Segment	Weight of segment, kips	N, kips	T, kips
1	3(21.5)(0.110) + 2(3)(0.15) = 8.0	5.7	5.5
2	3(24)(0.110) + 2(3)(0.15) = 8.8	7.0	5.3
3	1(20)(0.110) + 1(2)(0.15) = 2.5	2.2	1.4
4	1.5(20)(0.15) = 4.5	4.0	2.1
5	6.8(4)(0.110) = 3.0	2.4	−1.8
6	(2.6)(4.8)(0.110) = 1.4	1.1	−1.2
		$\sum N = 22.4$	$\sum T = 11.3$

شكل (٥٩) المثال التوضيحي لإتزان الحوائط الساندة

Computing the safety factor

$$F = \frac{(f\sum N + c\overset{\frown}{bc})R}{R\sum T + P_a\bar{y}}$$

$$f = \tan\phi = \tan 33^\circ = 0.65$$

Since O is centered with respect to $\overset{\frown}{bc}$, it is not necessary to break into slices and find T. correction was applied to include the concrete wall in segments 3 and 4. Arc $bOc = 65^\circ$.

$$f\sum N = 0.65(22.4) = 14.6 \text{ kips}$$

$$bc = R\theta = 28.4(1.134) = 32.2 \text{ ft}$$

$$1(bc)c = 1(32.2)(0.5) = 16.1 \text{ kips}$$

$$R\sum T = 28.4(11.3) = 321 \text{ ft·kips}$$

$$P_a\bar{y} = 11.5(7.85) = 90.2 \text{ ft·kips}$$

$$F = \frac{(14.6 + 16.1)(28.4)}{321 + 90.2} = \frac{871.9}{411.2}$$

$$= 2.12 \quad \text{(2.02 using a computer program)}$$

Other trial-circle locations should be examined to see if a smaller F can be found. The minimum $F = 1.0$ (computer) was found 6 ft to right and on line with point O.

The slope computer program in Chap. 14 of Bowles (1974*a*) was used to solve this problem. The wall *efdgh* is removed and replaced with an equivalent vertical force. The active earth pressure is computed and its point of application and slope established, and a series of trial circles with varying x, y coordinates for point O and constant entrance x, y coordinates of point d are used to obtain the minimum F.

////

شكل (٦٠) المثال التوضيحي (الحل)

فواصل الحوائط Wall Joints

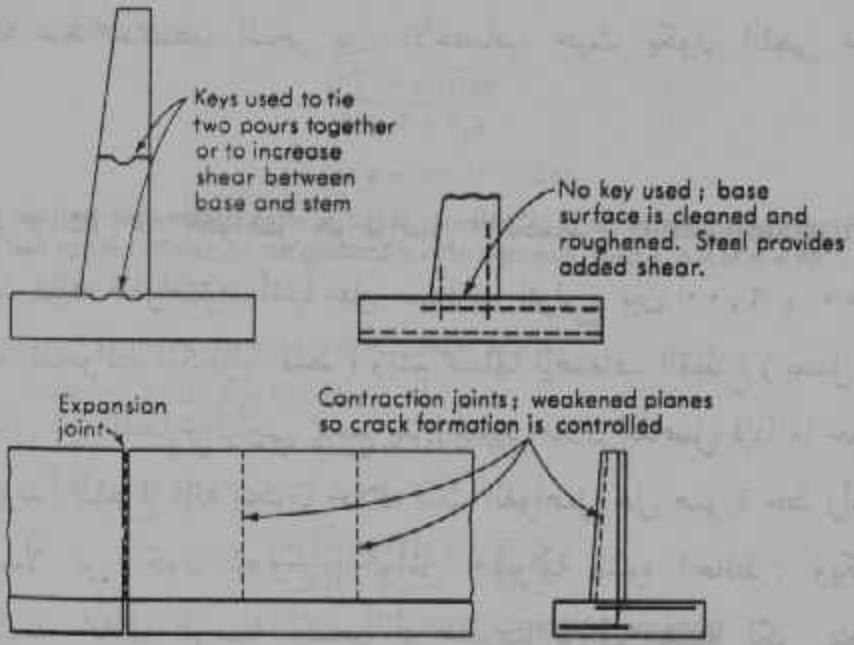
هناك ثلاثة أنواع من الفواصل يتم عملها في الحوائط السائدة نظراً لطبيعة الحائط الممتد لمسافات قد تصل إلى مئات الأمتار . وأول تلك الفواصل هي فواصل التشييد Construction Joints وهي تعمل بين الصبات المتتابعة Successive Pours من الخرسانة سواء كان ذلك أفقياً أو رأسياً . وتعمل أحياناً على هيئة مفتاح Key لنقل القص عبر الوصلة . وعلى أية حال فقد يكفي تنظيف الخرسانة المتصلة وكذلك أسياخ الحديد ثم صنفرة الحديد وتخشين الأسطح قبل الصب . ويجب تجنب عمل وصلات التشييد قرب الشدادات أو الساندات للحوائط ذات الأعصاب ولكن يفضل عمل تلك

الوصلات عند منتصف البحر بين الأعصاب حيث يكون القص مساوٍ للصفر .

النوع الثاني من الفواصل هو فواصل الانكماش Contraction Joints ويتم تنفيذ تلك الفواصل رأسياً على مسافات تتراوح بين ٦,٠٠ ، ٨,٠٠ متراً (تنفذ للحوائط الكابولية فقط) ويتم عملها بإضعاف القطاع (بعمل حز رأسي ليقلل من القطاع الرأسي) مع مد الحديد خلال الفاصل فإذا ما حدث إنكماش وبدأ الشرخ فإنه يتكون خلال تلك الفواصل على صورة خط رأسي مستقيم بدلاً من تكون شروخ إنكماش عشوائية تشوه الحائط . ويكون الحديد الممتد خلال الوصلة مشحماً أو ملفوف بورق مشمع لكي ينعدم التماسك بينه وبين الخرسانة فيتم تحرك الخرسانة بالانكماش . والغرض من مد طرف الحديد خلال الفاصل هو المحافظة على إنتظام التسليح في الحائط .

والنوع الأخير هو فاصل التمدد Expansion Joint وفيه يتم فصل الحائط تماماً وملء الفاصل بالبيتومين أو الفلين لمنع تسرب التربة من هذا الفاصل وفي نفس الوقت السماح للتمدد بأن يتم . وينفذ فاصل التمدد كل ٢٥,٠٠ الى ٣٠,٠٠ متر ويتم عمل عصبان (شداذان أو ساندان) عند فاصل التمدد إذا ما كان الحائط ذو أعصاب . ويتم مد فاصل التمدد الى قاعدة الحائط بينما لا يمد فاصل الإنكماش إلى القاعدة .

ويوضح شكل (٦١) فواصل الحوائط السائدة للنوع الكابولي ويلاحظ أن فاصل الإنكماش قد تم بعمل حز في وجه الكمابولي حيث لا يوجد حديد تسليح رئيسي في وجه الحائط .



شكل (٦١) فواصل الحوائط

١ ـ إحسب قطاعات حائط ثقيل Gravity Wall من الخرسانة العادية لتسند ردم إرتفاعه ٥,٥٠ متر ومكون من تربة رملية ذات زاوية إحتكاك داخلي تساوي ٣٢° ووحدة أوزان ١,٧٥ طن/م^{٣} . يعطي عمق التأسيس ١,٢٠ متر من سطح الحفر . والتربة تحت الأساس مكونة من طبقة طينية متماسكة ذات تماسك يساوي ٨,٠٠ طن/م^{٢} ووحدة أوزان ١,٨٠ طن/م^{٣} . ميل الردم الخلفي يساوي ١٠° مع الأفقي .

٢ ـ صمم حائط كابولي لردم رملي ذا سطح أفقي ويحمل حملاً موزعاً مقداره ١,٥٠ طن/م^{٢} وإرتفاعه ٧,٥٠ متر (الإرتفاع مقاس إلى منسوب التأسيس) وعمق التأسيس ١,٥٠ متر تحت سطح الحفر والتربة التحتية من نفس نوع الردم وإن كانت قيمة وحدة الأوزان

غير المقلقلة ١,٨٠ طن/م^{٣} والمقلقلة ١,٧٠ طن/م^{٣} وقيمة زاوية الاحتكاك الداخلي الغير مقلقلة ٣٣° والمقلقلة ٣٠° . اعتبر ضغط التربة السفلي امام الحائط عند دراسة الانزلاق .

٣ ـ أعد تصميم الحائط المعطى في المثال رقم (٢) لكي يكون ذا شدادات Counterforted .

٤ ـ صمم حائط خلوي سابق التجهيز R.C.Crib Wall لسند تربة رملية ذات زاوية إحتكاك داخلي مقدارها ٣٤° ووحدة أوزان ١,٨٠ طن/م^{٣} وإرتفاع ٩,٠٠ متر . إستعمل نفس نوع التربة لردم الخلايا . إستخدم عوارض مغلقة للوجه الأساسي ومفتوحة للخلفي . سطح الردم الخلفي يميل بزاوية ١٥° مع الأفقي . معطى قدرة تحمل التربة المسموح بها ٤,٠٠ كجم/سم^{٢} لعمق تأسيس متر واحد من سطح الأرض .

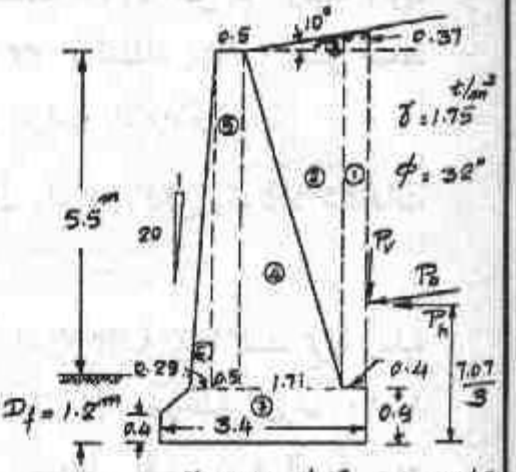
٥ ـ صمم كتف كوبري Bridge Abutment لحمل رد فعل رأسي مقداره ٥,٠٠ طن/م^{١} وآخر أفقي مقداره ١,٠٠ طن/م^{١} على بعد ١,٢٥ متر من منسوب الطريق العلوي الذي يحمل حملاً حياً مقداره ١,٥٠ طن/م^{٢} . فارق المنسوب بين الطريق العلوي والسفلي ٥,٢٥ متر ومنسوب التأسيس ٠,٧٥٠ متر أسفل منسوب الطريق السفلي . التربة المستخدمة للردم خلف الكتف رملية متوسطة وكذلك الحال للتربة أسفل منسوب التأسيس .

3-1

$H = 5.5 + 1.2 = 6.7\ m$

Let the following dimensions;

- $B = H/2 = 3.4\ m$
- Batter = 1:20
- Stem thickness at top $= 0.5\ m$
- $D = 0.9\ m$
- Toe length $= 0.5\ m$



$\gamma = 1.8\ t/m^3$, $C = 5\ t/m^2$

Preliminary Dimension

Earth Pressure;

Using Rankine Ka;

$$K_a = \frac{\cos 10 - \sqrt{\cos^2 10 - \cos^2 32}}{\cos 10 + \sqrt{\cos^2 10 - \cos^2 32}} = 0.326$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

$$= \frac{1}{2}(1.75)(7.07)^2(0.326) = 14.3\ t/m'$$

$$P_h = P_a \cos 10 = 14.1\ t/m'$$

$$P_v = P_a \sin 10 = 2.5\ t/m'$$

Bearing Capacity;

$$\sigma_u = 5.14\,C + 1.2\,\gamma = 43.3\ t/m^2$$

$$\sigma_{all} = 2.16 + \frac{1}{\eta}(41.12) = 22.7\ t/m^2 \quad (\text{for } \eta = 2.0)$$

* σ_{all} may be over estimated and should be reduced to 20.5 t/m^2 after neglecting γD_f.

3-1

Vertical Loads;

$W_1 = (0.4)(5.8)(1.75) = 4.06$ t/m'

$W_2 = (1.71)(5.8)(1.75)/2 = 8.68$ "

$W_3 = (2.11)(0.37)(1.75)/2 = 0.68$ "

$W_4 = (1.71)(5.8)(2.2)/2 = 10.91$ "

$W_5 = (0.5)(5.8)(2.2) = 6.38$ "

$W_6 = (0.29)(5.8)(2.2)/2 = 1.85$ "

$W_7 = (3.4)(0.9)(2.2) = 5.26$ "

$\therefore \Sigma V = P_v + \Sigma W = \underline{40.32 \text{ t/m'}}$

Wall Stability;

Moment about Toe;

$2.50(3.4) + 4.06(3.2) + 8.68(2.43) + 0.68(2.7) + 10.91(1.86)$
$+ 6.38(1.04) + 1.85(0.69) + 5.26(1.70) - 14.1(2.36) = \underline{48.25}$ m.t/m'

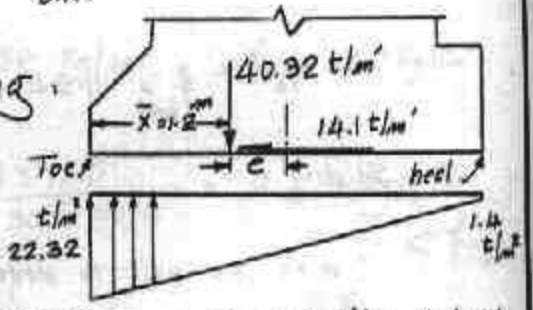
i- Overturning. since ΣM @ toe is clockwise, then no overturning may occure

$F_{ov} = \frac{81.55}{33.3} = \underline{2.45}$ O.K.

ii- Overstressing and Tilting.

$\bar{x} = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{48.25}{40.32}$

≤ 1.2 m



$\therefore e = B/2 - \bar{x} = 0.5$ m $< B/6$ $\therefore$ no separation at heel

3-1

Moment about mid-base = $(\Sigma V) \cdot e$

$= 20.16 \ m.t/m'$

$\therefore f_{toe} = \frac{40.32}{3.4} + \frac{20.16(6)}{(3.4)^2} = 11.86 + 10.46$

$= 22.32 \ t/m^2$

$f_{heel} = 11.86 - 10.46 = 1.40 \ t/m^2$

Stress at toe point may be too high if we should neglect soil in front of wall.

Increase B to 3.5 m by making toe length 0.6 m

$\Sigma M @ toe \cong 48.25 + \Sigma V(0.1) = 52.28 \ m.t/m'$

$\Sigma V \cong 40.32$ (no change)

$\therefore \bar{x} = \frac{52.28}{40.32} \cong 1.3 \ m$

$\therefore e = 3.5/2 - 1.3 = 0.45 \ m$

$\therefore M_{\ell} = 40.32(0.45) = 18.144 \ m.t/m'$

and $f_{toe} = \frac{40.32}{3.5} + \frac{18.144(6)}{(3.5)^2} = 11.52 + 8.89$

$= \underline{20.41 \ t/m^2 < \sigma_{all.}}$

$f_{heel} = 11.52 - 8.89 = \underline{2.63 \ t/m^2}$

O.K.

iii - Sliding:

With no soil to develope passive pressure, the resisting force is $(B.C')$, where $(C' = 0.5 \rightarrow 0.75 C)$

3-1

∴ Resisting Force = 3.5 (0.7 ∧ 8.0)

= 19.6 t/m'

∴ $F_s' = \frac{\text{Resisting Force}}{\text{Driving Force}} = \underline{1.39}$

* where driving force is $P_h = 14.1$ t/m' , ∴ = 0.7C

The safety factor against sliding may be considered satisfactory since we assume no passive and also reduced C to 0.7C as an additional safety. To increase F_s we may protect at least 0.5 m of compacted fill with crushed rocks in front of the toe.

$E_p = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_p$

Let $K_p = 4.6$, $\gamma = 1.8$ t/m^3 (Let $\phi = 40°$ for the mixed fill)

$E_p = \frac{1}{2}(1.8)(0.5)^2(4.6) = 1.04$ t/m'

∴ $F_s = 1.464 \sim 1.5$ OK.

Plain Concrete Sections:

Sec I-I (Toe) $f_{m_{av}} \leq 20.41 - 0.9(2.2) = 18.43$ t/m^2

$M = 18.43\,(0.6)^2/2 = 3.3174$ m.t/m'

Plain Concrete $f_{c_{all}} = 30$ kg/cm^2 , $f_{t_{all}} = 3.0$ kg/cm^2

$f = \frac{331740}{(90)^2(100)/6} = 2.46$ kg/cm^2 $< f_{t_{all}}$

O.K.

3-1

Sec. at the junction between base & 5th cm ($H' = 5.8$ m)

$$P_h' = \frac{1}{2}\gamma H'^2 K_a \cos 10 = 9.45 \text{ t/m}'$$

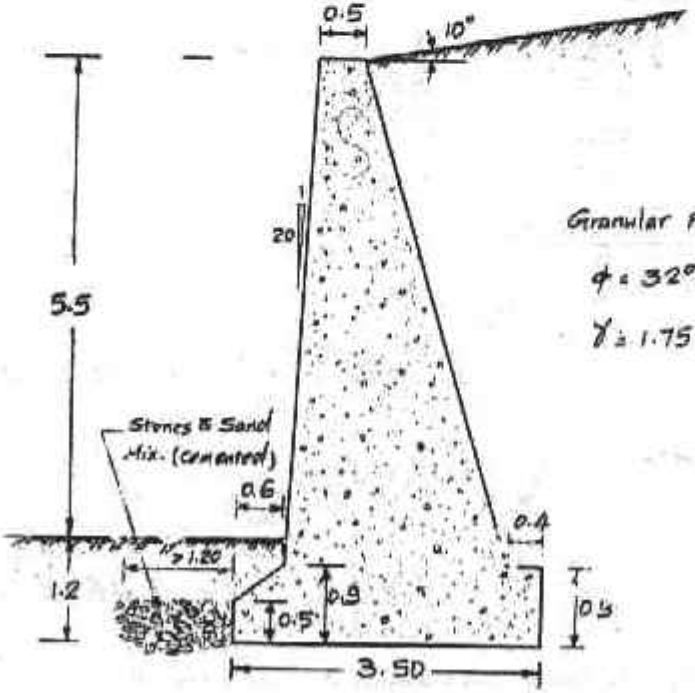
$$\therefore M = P_h' \, 5.8/3 = 18.278 \text{ m.t/m}'$$

& $V = 1.85 + 6.38 + 10.91 + 8.68 + 0.45 = 28.27 \text{ t/m}'$

We shall neglect the eccentricity of V.

$$\therefore f_{c\,max} = \frac{28.27}{2.5} + \frac{18.278 \times 6}{(2.5)^2} = 11.308 + 17.547 = 28.855 \text{ t/m}^2 = \underline{2.886} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 11.308 - 17.547 = -6.239 \text{ t/m}^2 = -\underline{0.624} \text{ kg/cm}^2 < f_{t\,all}$$ O.K.



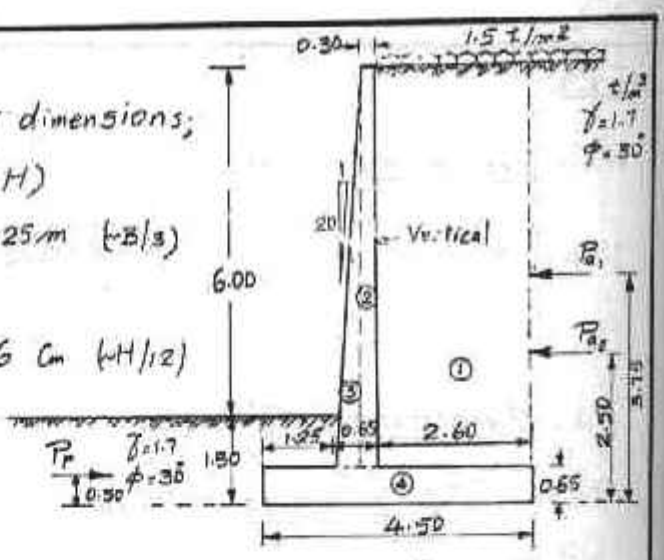
PLAIN CONCRETE GRAVITY WALL

All Dimensions in meters

3-2

Consider the following dimensions;

- B = 4.5m (0.6 H)
- Toe length = 1.25m (~B/3)
- Batter 1 : 20
- Base thickness = 6 Cm (~H/12)



Earth Pressure;

Use disturbed soil properties $\gamma = 1.8\ t/m^3$, $\phi = 35°$

$\therefore K_a = 1/3$, $K_p = 3.0$

Preliminary Dimension

$P_{a1} = (1.5)(1/3)(7.5) = 3.75 \quad t/m'$

$P_{a2} = \frac{1}{2}(1.7)(7.5)^2(1/3) = 15.94 \quad t/m'$

$P_p = \frac{1}{2}(1.7)(1.5)^2(3) = 5.74 \quad t/m'$

Vertical loads;

W_1	$= 1.5 \times 2.6 + 6.85 \times 2.6 \times 1.7$	$=$	$34.177 \quad t/m'$
W_2	$= 0.3 \times 6.85 \times 2.5$	$=$	$5.138 \quad "$
W_3	$= 0.35 \times 6.85 \times 2.5 / 2$	$=$	$2.997 \quad "$
W_4	$= 0.65 \times 4.5 \times 2.5$	$=$	$7.313 \quad "$
	ΣV	$=$	$49.625 \quad t/m'$

Wall Stability;

Moment @ Toe;

$34.177(3.8) + 5.138(1.75) + 2.997(1.48) + 7.313(2.25) - 3.75(3.75) - 15.94(2.5) + 5.74(0.50) = 88.82 \quad m \cdot t/m'$

3-2

i - Overturning ; the wall is stable against overturning

$$F_{ov} = \frac{\Sigma \text{ Resisting moment}}{\Sigma \text{ overturning Moment}} = \frac{142.17}{53.95}$$

$$= \underline{2.635} \quad \text{O.K.}$$

ii - Overstressing & Tilting ;

$$\bar{X} = \frac{88.22}{49.625} = 1.78 \quad m$$

$$e = B/2 - \bar{X} = \underline{0.47 \quad m \quad < B/6}$$

∴ No separation at heel

Bearing Capacity :

∴ Effective width for bearing capacity = $2\bar{X}$ = 3.56 m

& use undisturbed values for (γ & ϕ) below F.L.

∴ $N_q = 25$, $N_\gamma = 28$ ($\phi = 33°$)

∴ $\sigma_u = 1.7 \times 1.5 \times 25 + 1.8 \times 1.75 \times 28 = 153.45 \ t/m^2$

$$\sigma_a = (1.7 \times 1.5) + \frac{1}{3}(153.45 - 1.7 \times 1.5) = 52.85 \ t/m^2$$

$$\cong \underline{5.3 \ kg/cm^2}$$

Σ M @ E of Base = $\Sigma v \cdot e$

$$= 23.324 \quad m.t/m'$$

$$f_{toe} = \frac{49.625}{4.5} + \frac{23.324 \times 6}{(4.5)^2} =$$

$$= 11.03 + 6.91 = \underline{17.94 \ t/m^2}$$

$$f_{heel} = \underline{4.12 \ t/m^2} \quad \text{O.K.}$$

3-2

iii- Sliding;

Driving force $= P_{a_1} + P_{a_2} = 19.69$ t/m'

Resisting force $= F_p + \sum V \tan\phi'$ (Let $\phi' = 30°$)

$= 5.74 + 49.625 \times 0.5774$

$= 34.39$ t/m'

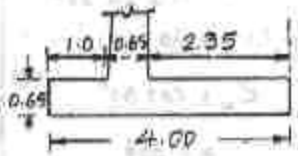
$\therefore F_s = 34.39 / 19.69 = 1.75 > 1.5$

O.K.

A more economical design may be achived if we reduce the base dimensions to 4.0 ms.

$W_1 = 30.89$ t/m'

$W_4 = 6.50$ "



$\sum M$ @ Toe $\quad 107.46 - 53.95 = \underline{53.51}$ m.t/m'

$\therefore F_{ov} = 107.46 / 53.95 = 2.0$ O.K.

$\bar{X} = \frac{53.51}{45.525} = 1.1754$ m

where $\sum W = 45.525$ t/m'

$e = B/2 - \bar{X}$

$= 0.8246$ m $> B/6$ $\therefore$ separation will occure

$\sigma_u = 1.7 \times 1.5 \times 25 + 1.8 \times 1.1754 \times 28$

$= 123$ t/m^2

$\sigma_a = 2.55 + \frac{1}{3}(123 - 2.55) = 42.7$ t/m^2

$= \underline{4.27}$ Kg/cm^2

$$f_{max} = \frac{2\Sigma W}{3\bar{x}} = \frac{2 \times 45.525}{3 \times 1.17334}$$

$$= 25.8 \ t/m^2$$

$$= 2.58 \ Kg/cm^2 < G_A \quad O.K.$$

$$F_s = \frac{5.74 + 45.525 \times 0.5774}{19.69}$$

$$= \underline{1.6265 \quad > 1.5} \quad O.K.$$

Concrete Sections;

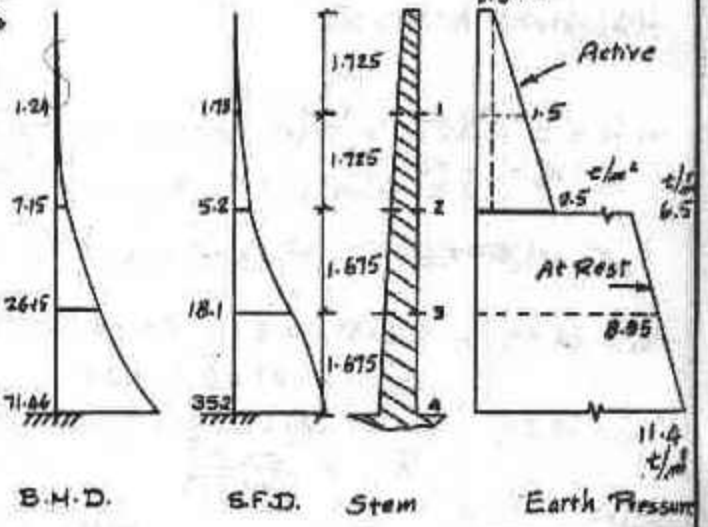
i - Stem;

$$K_a = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ}$$

$$= 1/3$$

$$K_o = \cos 30^\circ$$

$$= 0.866$$



SEE (4);

$$d_m = 0.28\sqrt{71460} = 74.8 \quad \therefore t = 85 \ Cm$$

$$d = \frac{35200}{0.87 \times 100 \times 1} = \therefore 1.3 < d_m$$

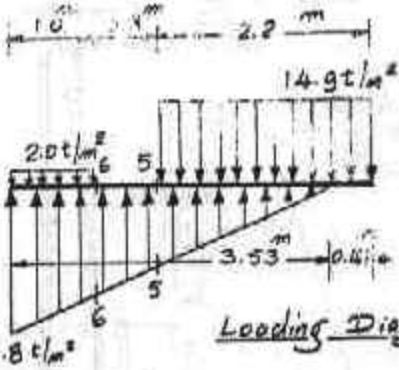
$$A_s = \frac{714600}{0.87 \times 1400 \times 80} = 73.3 \ Cm^2/m'$$

$$\underline{12 \ \phi \ 28 \ /m'}$$

3-2

$A_s = \frac{26.15 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 51.25} = 42 \ cm^2/m'$ $12 \phi 22/m'$

$A_{s_2} = 6 \phi 22/m'$



Loading Diag.

ii - Base ;

$M_5 = -29.86 \ m.t/m'$

$M_6 = +10.69 \ m.t/m'$

$d = 0.315 \sqrt{29860} = 54.4 \ Cm \qquad t = 65 \ Cm$

$A_{s_5} = 40.859 \ Cm^2/m' \qquad (6 \phi 22/m' + 6 \phi 19/m')$

$A_{s_6} = 6 \phi 22/m'$

Minimum Reinfs :

$A_{s_{min}} = 0.25\% \ A_c$

$= 16.25 \ Cm^2/m' \qquad (t = 65 \ Cm)$

$8 \phi 16/m'$

* For uneven settlement in the long. direction a long. reinforcement under the stem must be placed, say $6 \phi 28$.

Detail of Reinforcement ;

See next page

3-2

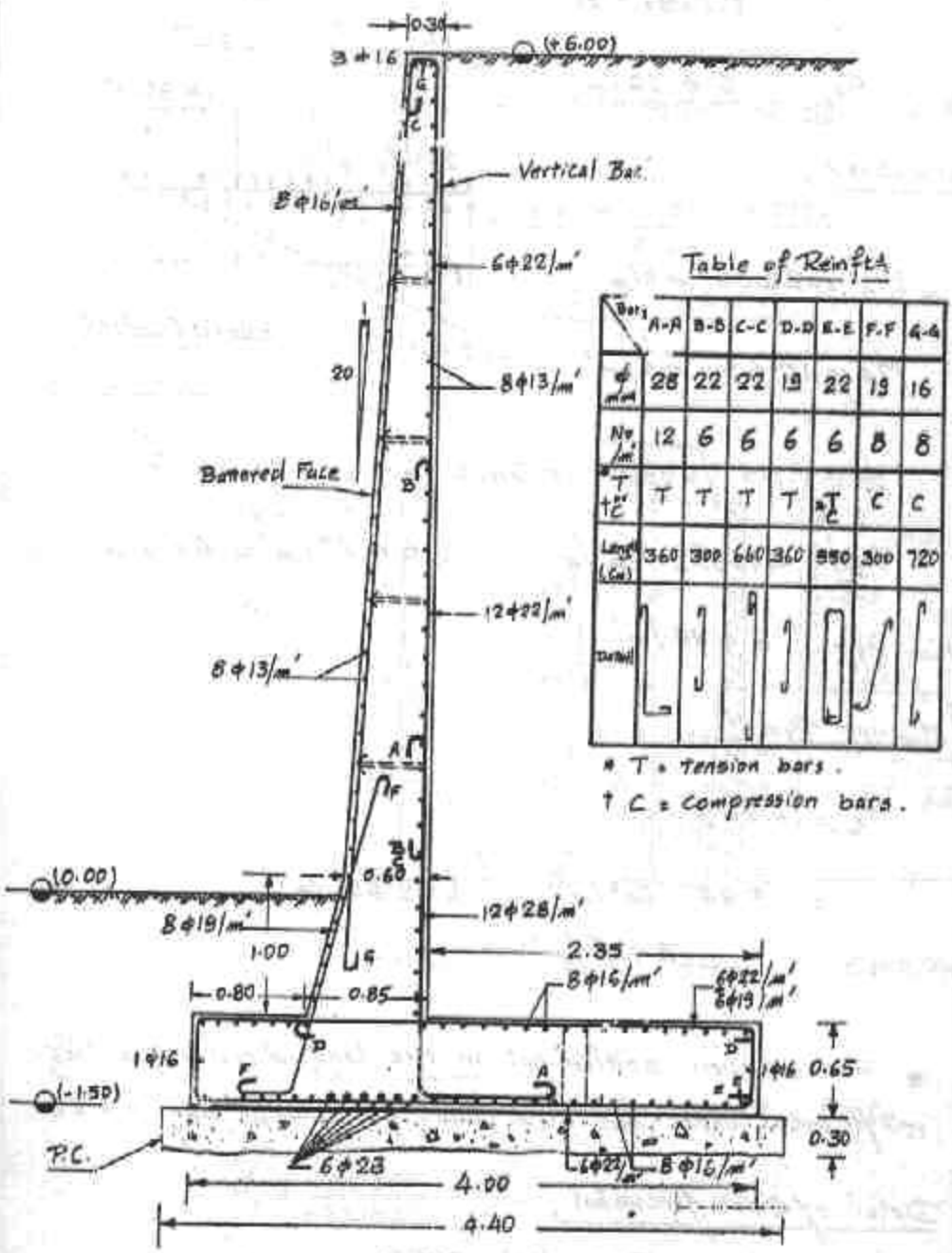


Table of Reinft.

Bar	A-A	B-B	C-C	D-D	E-E	F-F	G-G
ϕ mm	28	22	22	19	22	19	16
No./m'	12	6	6	6	6	8	8
T or C	T	T	T	T	*T † C	C	C
Length (Cm)	360	300	660	360	550	300	720
Detail							

* T = Tension bars.

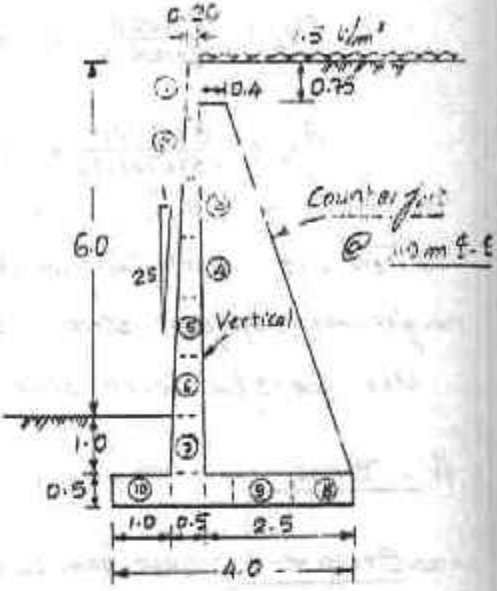
† C = Compression bars.

Detail of Cantilever Retaining Wall

All Dimensions are in meters

3-3

Consider the same base width B = 4.0 m as in Ex. 3-2. Also, no check for the wall stability will be carried out assuming that no much change in the vertical loads and certainly no change in the bearing capacity and earth pressures.

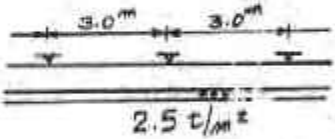


Preliminary Dimensions

Concrete Sections;

1- Stem:

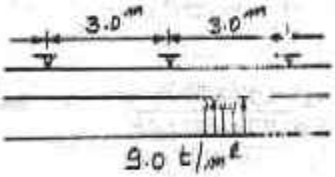
- For Top Unit Strip (strip #4)



$M = wl^2/10 = 2.5(3)^2/10$

$= 2.25$ m.t/m'

- For Bottom Strip (Strip # 6)



$M = 9(3)^2/12 = 6.75$ m.t/m'

$Q_{max} = 9(3)/2 = 13.5$ t/m'

$d_m = 0.28\sqrt{6750} = 23$ Cm , $d_s = \frac{13500}{0.47 \times 1.037} = 22.2$ Cm

Take t = 40 Cm and a batter of (1:35)

3-3

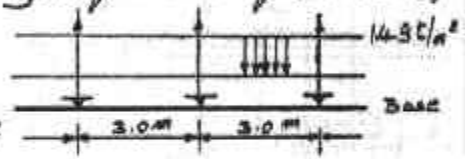
$$A_{s_B} = \frac{675000}{0.87 \times 1400 \times 31} = 18 \text{ Cm}^2/\text{m}' \qquad 9\phi 16/\text{m}'$$

$$A_{s_A} = \frac{225000}{0.87 \times 1400 \times 26} = 7.1 \text{ Cm}^2/\text{m}' \qquad 6\phi 13/\text{m}'$$

Then use $9\phi 16/\text{m}'$ in the Bottom three strips and $6\phi 13/\text{m}'$ for the Top four strips (horizontal reinforcement) as the same. Use $6\phi 13/\text{m}'$ each side as vertical reinforcement.

ii - Base:

- Strip # B (use the Loading diagram for base of (Ex. 3.2))



$$M = 14.9(3)^2/10 = 13.41 \text{ m.t/m}'$$

$$Q_{max} = 14.9(3)/2 = 22.35 \text{ t/m}'$$

$$d_m = 0.315\sqrt{13410} = 36.5 \text{ Cm} \quad , \quad d_s = \frac{22350}{0.87 \times 100 \times 6} = 42.8 \text{ Cm}$$

Take $t = 50$ Cm

$$f_{iu} = \frac{1341000}{0.87 \times 1400 \times 45} = 24.5 \text{ Cm}^2/\text{m}' \qquad \underline{9\phi 19/\text{m}'} \text{ (top \& Bottom)}$$

- Strip # 10 (Toe acts as a cantilever)

From (Ex. 3-2) $M = 10.69 \text{ m.t/m}'$

$$A_s = \frac{1069000}{0.87 \times 1400 \times 45} = 19.3 \text{ Cm}^2/\text{m}'$$

$$\underline{7\phi 19/\text{m}'}$$

iii - Counterforts:

$M_c = S \cdot M_s / m$

where M_c = Bending moment at base junction in the counterfort,

S = C - C spacing of counterforts,

M_s = Bending moment at stem junction for cantilever wall of (Ex. 3-2)

$\therefore M_c = (71.46)(3.0) = 214.4$ m.t

$b = 3.0$ m as the counterfort acts as T section

$\therefore d = 0.314\sqrt{\frac{21440000}{300}} = 84.2$ Cm

- Actual depth near 300 Cm, therefore the depth is too safe, consider counterfort's thickness to be 30 Cm.

$A_s = \frac{21440000}{0.87 \times 1400 \times 290} = 60.7$ Cm² (12 ϕ 25)

- Horizontal Reinft to resist separation between stem & Count.

$A_{s_h} = \frac{9.0 \times 3.0}{1.4} = 19.3$ Cm²/m' (10 ϕ 16/m') For bottom 4.0 m².

and use (10 ϕ 10/m') for the rest.

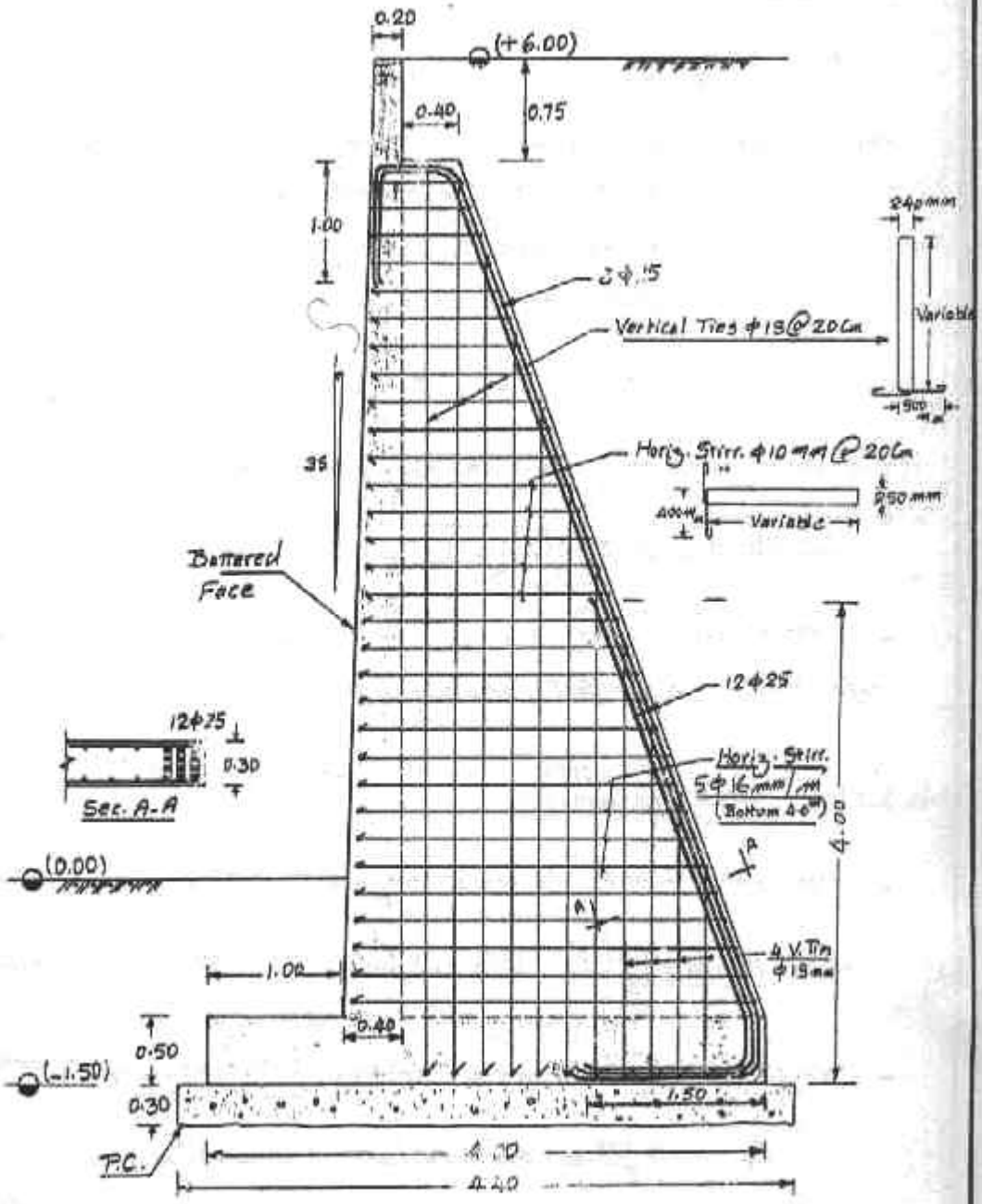
- Vertical Reinft to resist separation between base & Count.

$A_{s_v} = \frac{14.9 \times 3.0}{1.4} = 32$ Cm²/m' (10 ϕ 19/m')

* this vert. steel is needed only for strip # 8 (end of heel slab).

use for the rest (10 ϕ 13/m')

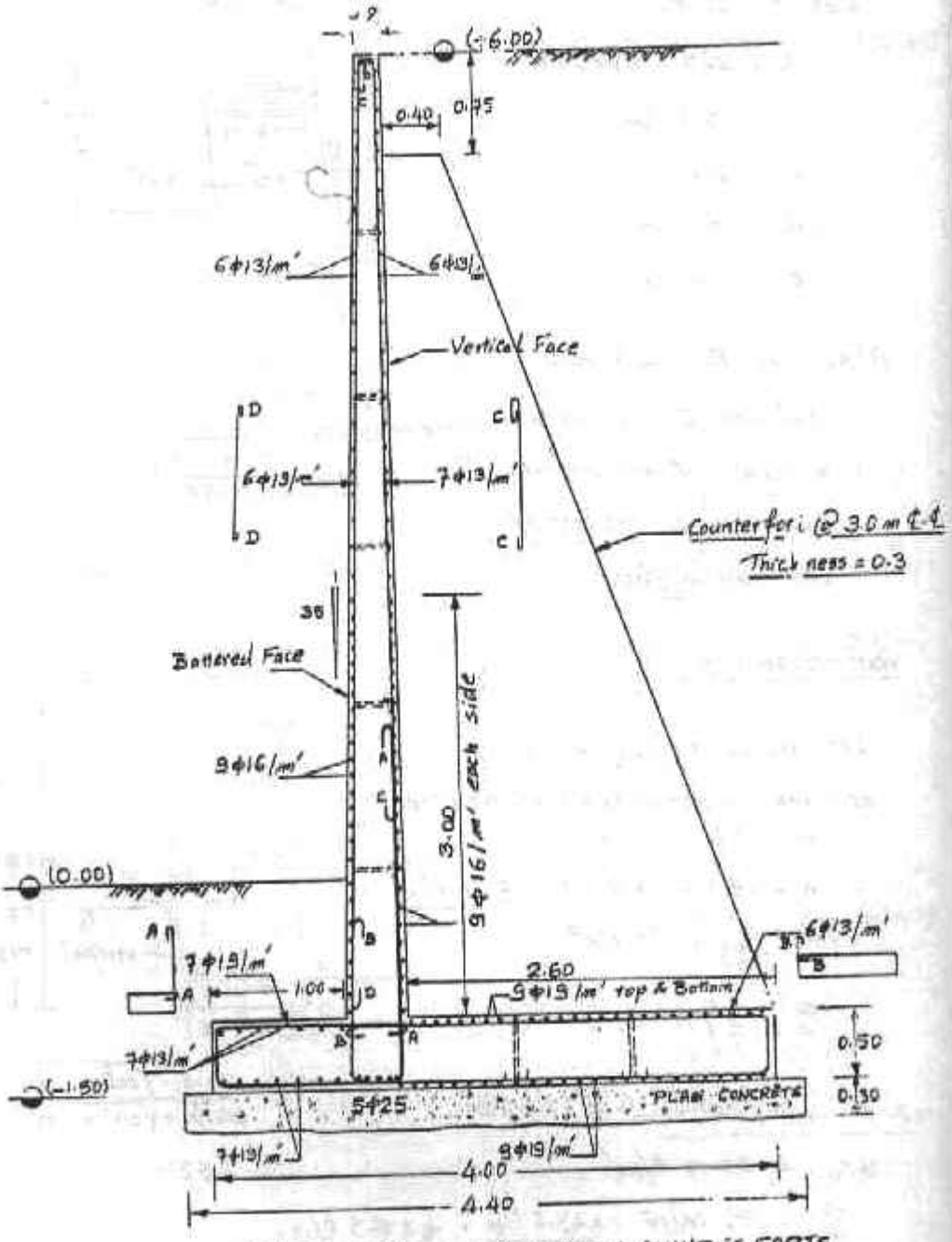
3-3



Detail of the Counterfort.

Dimensions in m.

3-3



CROSS SEC. IN BETWEEN COUNTERFORTS

Dimensions in mm.

3-4

Let $f = 25$ Cm

$b = 225 - 2[25+10]$

$= 155$ Cm

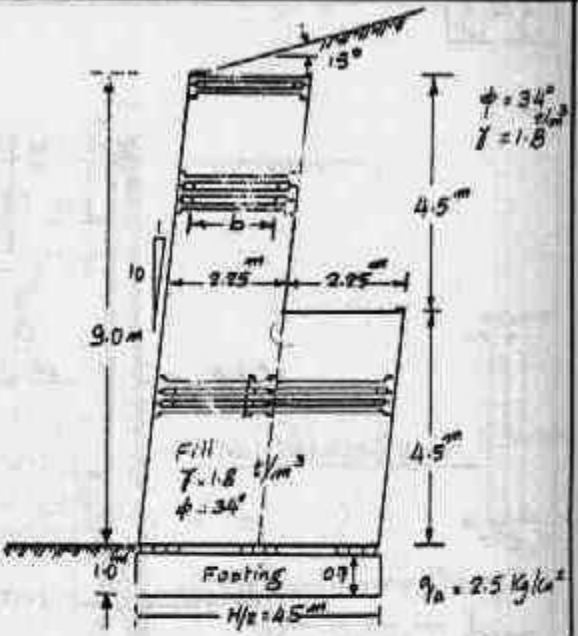
$a = 200$ Cm

$d = 15$ Cm

$e = 15$ Cm

Also Let $B = 4.5$ m

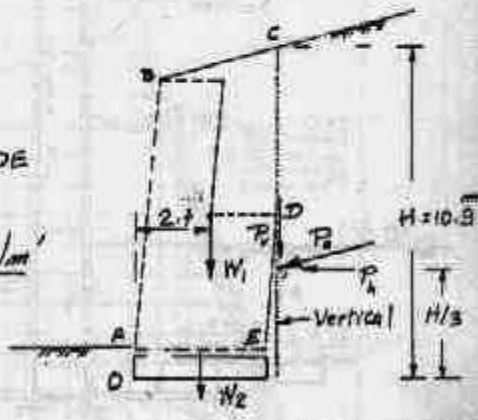
and use 2-Cells upto a hight of 4.5 and use one cell for the rest of the wall hight.



Crib Wall (R.C. Precast Units)

Wall Stability.

Let W_1 be the avg. unit wt of soil and concrete units x Area ABCDE



$\therefore W_1 = 1.9\ (4.5 \times 9.6) = \underline{82.1\ t/m'}$

Where $\gamma_{avg} = 1.9$ t/m³

$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$

$= \frac{1}{2}(1.8)(10.9)^2(0.3216)$

$= 34.4\ t/m'$

$K_a = \frac{\cos 15 - \sqrt{\cos^2 15 - \cos^2 34}}{\cos 15 + \sqrt{\cos^2 15 - \cos^2 34}} = 0.3216$

$P_h = P_a \cos 15 = \underline{33.2\ t/m}$, $P_v = \underline{8.9\ t/m'}$

$W_2 = 4.5\ [2.\times 0.7 + 1.8 \times 0.9] = \underline{9.36\ t/m'}$

3-4

$\Sigma V = 82.1 + 9.36 + 8.9 = \underline{100.36\ t/m'}$

ΣM @ O $= 82.1(2.7) + 9.36(2.25) + 8.9(4.95) - 33.2(3.63)$

$= 286.78 - 120.52$

$= \underline{166.26\ mt/m'}$

Overturning; $F_{ov.} = \frac{286.78}{120.52} = \underline{2.38} \quad > 1.5 \quad O.K.$

Sliding; neglect passive resistance;

Resisting force $= \Sigma V . \tan\phi'$

Consider $\tan\phi' = 0.8 \tan\phi = 0.54 \quad (\phi' = 28^\circ 21')$

$\therefore$ Resisting force $= 100.36\,(0.54) = 54.2\ t/m'$

$\therefore F_s = \frac{54.2}{33.2} = \underline{1.63} \quad > 1.5 \quad O.K.$

Over Stressing (Tilting);

$= \frac{\Sigma M @ O}{\Sigma V} = 166.26/100.36 = 1.657\ m$

$\therefore 2 = 2.25 - 1.657 = 0.593 \quad < B/6$ (Full contact)

$f_{toe} = \frac{100.36}{4.5} + \frac{100.36 \times 0.593 \times 6}{(4.5)^2} = 22.3 + 17.6\varepsilon$

$= 39.93\ t/m^2$

$= \underline{3.993\ kg/cm^2 < \sigma_{all}}$

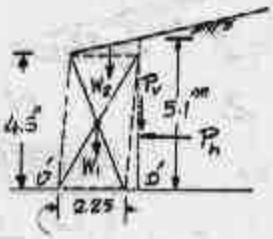
O.K.

$f_{heel} = 22.3 - 17.63 = 4.67\ t/m^2$

$= 0.467\ kg/cm^2$

3-4

Stability of the top cell;



$W_1 = 2.25 \times 4.5 - 2.0 = 20.25$ t/m'

$W_2 = 2.25 \times 0.6 \times 1.8/2 = 1.215$ t/m'

$P_h = \frac{1}{2}(1.8)(5.1)^2(0.3216)\cos 15 = 7.27$ t/m'

$P_v = P_h \tan 15 = 1.95$ t/m'

$\Sigma V = 23.415$ t/m' , $\Sigma M @ O' = 20.4$ m.t/m'

- Check for separation at D';

$\bar{x} = 20.4 / 23.41 = 0.87$ m $\therefore e = 0.255$ m

$e < \frac{2.25}{6}$ $\therefore$ no separation at D' (Full Contact).

- Check for Sliding along O'D';

$R = 23.415 \tan\phi = 23.415 \tan 34 = 15.8$ t/m'

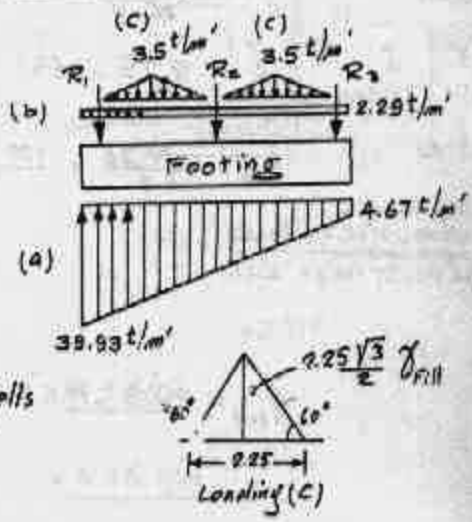
$F_s = \frac{15.8}{7.27} = 2.17 > 1.5$ O.K.

Base Footing;

Loading; a- Contact earth pressure at Lower base.

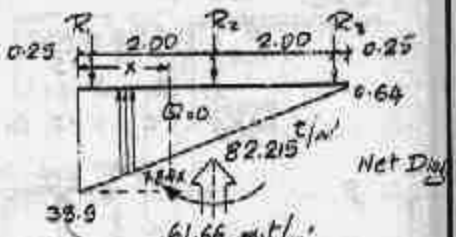
b- Wt of footing and earth up to G.L.

c- Filling of fill inside Cells to be considered at 60°



3-4

* For Rigid Footing, the Frictional Components R_1, R_2 & R_3 may be computed as



$R_2 = 82.215/3 = 27.405$ t/m'

$R_1 = 82.215/3 + 61.66/4.0 = 42.82$ t/m'

$R_3 = 82.215/3 - 61.66/4.0 = 11.99$ t/m'

Sec. of Zero Shear:

$35.9x - 3.92x^2 - 42.82 = 0 \quad \therefore x = 1.41$ m

$\therefore M_{max} = -\frac{35.9(1.41)^2}{2} + 42.82(1.41 - 0.25) + 3.92(1.41)^3/3$

$= -35.7 + 49.7 + 3.66 = 17.66$ m.t/m'

$d = 0.315\sqrt{17660} = 41.86$ Cm

Consider t. to be 70 Cm (for rigidity)

$\therefore A_{s\,trans.} = \frac{1766000}{0.87 \times 4200 \times 65} = 22.3$ Cm²/m'

(8 #19/m' top & Bottom)

$A_{s\,long^l} = 0.2\%\, A_c = 14$ Cm² (7 #16/m' top & Bottom)

Design of Stretchers:

$W_h = \gamma_c \cdot (d+e)(0.5)$

$= 1.8(1.55)(0.3)(0.5) = 0.4185$ t/m

$W_v = \frac{1}{2}[0.58\gamma_c(d+e)(0.5)] = 0.1566$ t/m'

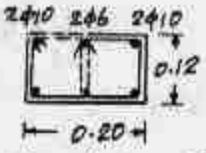
$M_h = 0.4185(2.0)^2/8$, $M_v = 0.1566(2.0)^2/8$

$= 0.2093$ m.t $= 0.0784$ m.t

3-4

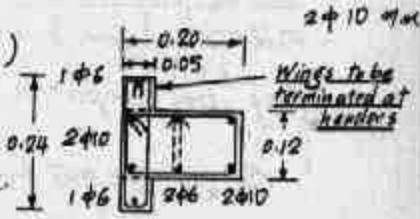
$d = 0.28\sqrt{\frac{20930}{15}} = 10.5$ Cm $\therefore f = 20$ Cm , $A_s = 1$ Cm²

Take $e = 12$ Cm (min dimension)



Stirr ϕ 6 mm @ 10 Cm

Inner Stretcher



Stirrups ϕ6 mm @ 10 Cm

Outer Stretcher

Design of Headers;

Direct tension = Stretcher reaction

$= A \cdot w_h = 2.0 \times 0.4185 = 0.837$ ton

$A_{s_L} = \frac{0.837}{1.4} = 0.6$ Cm²

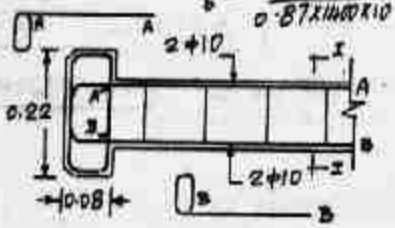
$\therefore N_v = 0.58 f \cdot a\,(d+e)(0.5) = 0.251$ t/m'

$\therefore M = 0.251(2.25)^2/8 = 0.1588$ m.t

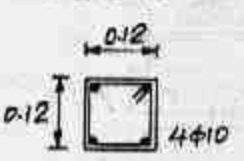
$d = 0.28\sqrt{\frac{15880}{12}} = 10.186$ Cm (h = 12 Cm)

$A_{s_b} = \frac{15880}{0.87 \times 1400 \times 10} = 1.3$ Cm² $\therefore$ Total $A_s = 1.6$ Cm²

2 ϕ 10 each side



Head Detail



Stirr. ϕ6 @ 10 Cm

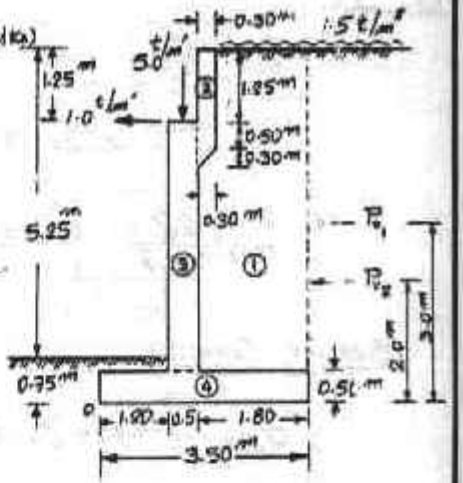
SEC. I-I

Header (Total length 24.0)

3-5

$K_o = 0.60$ (an avg value bet. rest and K_a)

Let $\phi = 30°$ & $\gamma = 1.6\ t/m^3$



Preliminary Dimensions

$P_{o_1} = 1.5 \times 6.0 \times K_o$

$= 5.4\ t/m'$

$P_{o_2} = \frac{1.6 \times \overline{6.0}^2}{2} \times 0.6$

$= 17.3\ t/m'$

$W_1 = 1.8 \times 5.5 \times 1.6 + 1.8 \times 1.5$

$= 18.54\ t/m'$

$W_2 = 0.3 \times 1.7 \times 0.9 \ (\gamma_{mc} - \gamma) = 0.46\ t/m'$

$W_3 = 0.5 \times 4.25 \times 2.5 = 5.31\ t/m'$

$W_4 = 0.5 \times 3.5 \times 2.5 = 4.38\ t/m'$

$\Sigma V = 33.69\ t/m'$

$\Sigma M @ O \quad 71.67 - 55.55 = 16.12\ m.t/m'$

Increase B to 4.0 ms (Toe = 1.7 m, stem = 0.5 m, heel = 1.8)

$\Sigma V = 34.32\ t/m'$

$\Sigma M = 88.83 - 55.55 = 33.28\ m.t/m'$

- Overturning $F_{ov} = \frac{88.83}{55.55} = \underline{1.6 > 1.5}$ O.K.

- Sliding $F_s = \frac{34.32 \tan 30}{23.7} = 0.836$ Unsafe

Use Key below the stem for 1.0 m

$P_p = 1.6 \times \frac{\overline{1.15}^2}{2} \times 3.0 = 14.7\ t/m'$

$\therefore F_s = \frac{14.7 + 34.32 \tan 30}{23.7} = \underline{1.47 \sim 1.5}$ O.K.

3-51

$$\bar{X} = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 33.28/34.32 = 0.97$$

$e > B/6$ ∴ no full Contact

$$P_{toe} = \frac{2\Sigma V}{3\bar{X}} = \frac{2(34.32)}{3(0.97)} = \underline{23.6}\ t/m^2$$

Bearing Capacity

$$\sigma_u = 0.75 \times 1.6 \times 18.4 + 1.6 \times 0.97 \times 18 = 50\ t/m^2$$

$$\sigma_a = 0.75 \times 1.6 + \frac{1}{F_s}(50 - 0.75 \times 1.6) = 23.6$$

$$\therefore\ F_s = \underline{2.179 > 2.0} \quad O.K$$

Concrete Sections;

Stem; $M = P_{o_1}' \frac{5.5}{2} + P_{o_2}' \frac{5.5}{3}$

$$= 1.5\left(\frac{5.5}{2}\right)^2 0.6 + 1.6\frac{(5.5)^3}{6} 0.6 + 1.0 \times 4.25 = 44.45\ m.t/m'$$

$d_m = 0.28\sqrt{44450} = 59$ Cm $\quad t = 65$ Cm

$$A_s = \frac{4445000}{0.87 \times 1400 \times 60} = 60.8\ Cm^2 \quad 12\phi 25/m'$$

Heel; Because of base separation; $M_{heel} = (\Sigma h).\ell_h^2/2$

$$M_{heel} = [1.5 + 5.35 \times 1.6 + 0.65 \times 2.5]\ 1.8^2/2$$

$$= 18.93\ m.t/m'$$

$t = 65$ Cm (same as Stem)

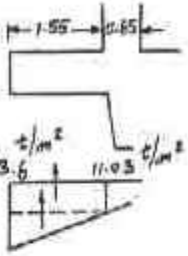
$$A_{s,heel} = \frac{1893000}{0.87 \times 1400 \times 60} = 25.9\ Cm^2/m' \quad 9\phi 19/m'$$

3-5

Toe; $M = 11.03(1.55)^2/2$

$+ 12.57(1.55)^2/3$

$= 23.25 \ m.t/m'$



$$A_s = \frac{2325000}{0.87 \times 1400 \times 60} = 32 \ cm^2/m'$$

$(7\phi 25/m')$

Reinforcement for the stem;

Keep the thickness constat at $t = 65$ Cm

- at H/4 $\quad A_s = \frac{1}{2} A_{s\,max} = 30.0 \ cm^2/m' \ (8\phi 25 mm)$
- At H/2 $\quad A_s = \frac{1}{4} A_{s\,max} = 15.0 \ cm^2/m' \ (8\phi 19 mm)$
- For Segment (2) use $A_s = 0.5\% A_c$ (to resist accidental shocks)

$= 0.5(30) = 15 \ cm^2/m'$

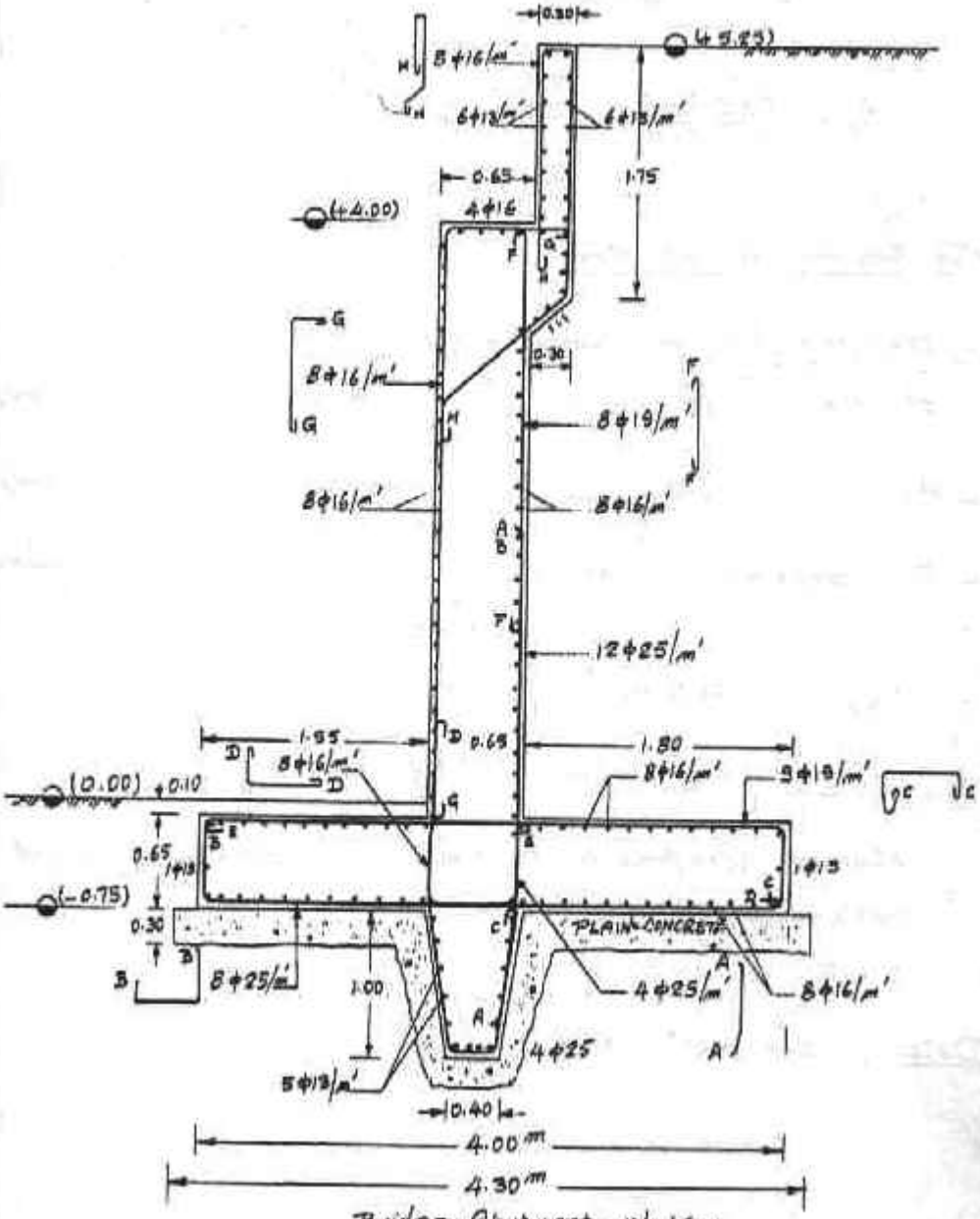
$8\phi 16/m'$

- $A_{s\,min} = 0.25\% A_c$

$= 16.25 \ cm^2/m' \quad (8\phi 16/m')$

Minimum Reinforcement is placed in compression sides and as a shrinkage bars.

Detail, see next page;



Bridge Abutment with Key

Dimensions in ms

II القواعد المنفصلة Spread Footings

تعتبر القواعد المنفصلة تضخيم لقطاع العامود لتناسب الإجهادات المنخفضة للتربة بالمقارنة بإجهادات مادة العامود (خرسانة أو حديد) . وتأخذ القواعد المنفصلة أي شكل وإن كان الشكل المستطيل أكثرها إستخداماً وشيوعاً . ويعطي شكل (١٩) نوعي القواعد المنفصلة من الناحية الإنشائية : القواعد الثنائية . Two Way footings والقواعد الأحادية One Way Footings . والحكم في كون القاعدة ثنائية أو أحادية هو نسبة أطوال الأضلاع فإن زاد طول القاعدة عن مرة ونصف عرضها أعتبرت أحادية وإلا فهي قاعدة ثنائية . ويتحكم في إختيار نسبة الطول إلى العرض أبعاد العامود وتوزيع القواعد في المسقط الأفقي وإن كان من الأفضل عادة إختيار القواعد الثنائية . وتختار تلك النسبة بحيث يكون بروز القاعدة من الاتجاهين من وجهة العامود شبه متساو أي أن

$$(L - l) = (B - b) \qquad (27)$$

ومن معادلة المساحة المطلوبة لقدرة تحمل التربة .

$$A = L.B = \frac{Pt}{q_{all}} \qquad (28)$$

نحصل على معادلتين للمجهولين L ، B ومنها نحصل على أبعاد القاعدة لأقرب ٥سم . وقيمة P_t تحدد من المعادلة (١٦) لعامود مركزي والمعادلة (٢٢) لعامود معرض لعزم أحادي أو ثنائي . وفي الحالة الأخير (العامة) تحسب قيمة أقصى إجهاد من المعادلة العامة .

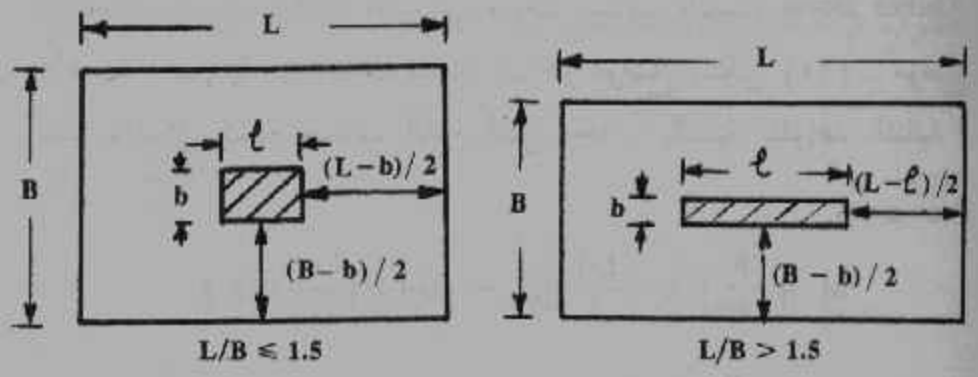
$$q_{all} = \frac{P_t}{L.B} + \left[\frac{M_x\,(6)}{L^2.B} + \frac{My\,(6)}{L.B^2} \right] \qquad (29\text{-a})$$

وبإستخدام المعادلة (٢٧) مع المعادلة (٢٩) نحصل على قيمة L ،

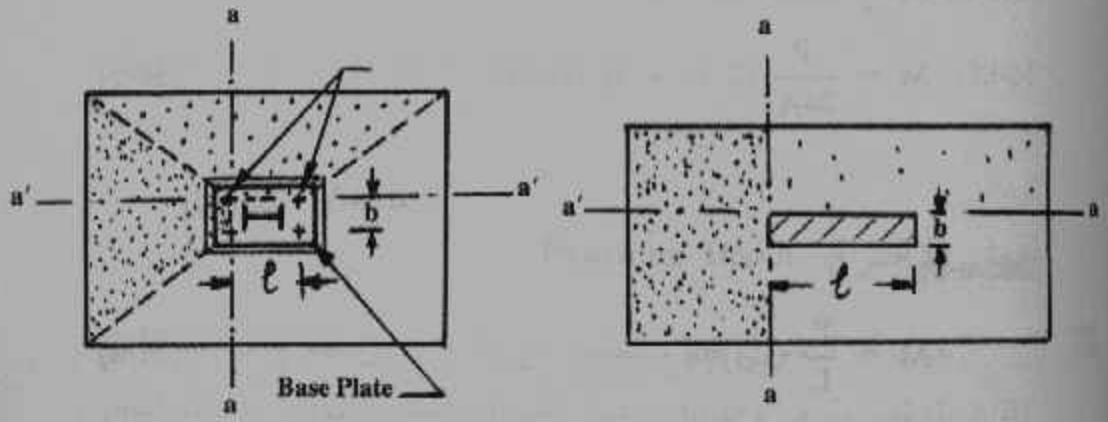
B . ويجب ملاحظة أن القيمة الدنيا للاجهاد يجب ألا تقل عن الصفر (حتى لا يحدث إنفصال بين التربة والقاعدة) .

$$0 = \frac{P_i}{L.B} - \left[\frac{M_x\ (6)}{L^2\ B} + \frac{My\ (6)}{L\ B^2} \right] \qquad (29\text{-b})$$

وفي حالة العزم الأحادي يؤول الحد الثاني بين القوسين للصفر لتساوي My بالصفر .



شكل (١٩) القواعد المنفصلة المستطيلة الشكل



شكل (٢٠) القطاعات الحرجه لعزوم الانحناء

ويجب ملاحظة أن P_t المحسوبة من المعادلة (٢٢) هي قيمة تقريبية كمدخل لحل المسئلة وأن القيمة الدقيقة عادة ما تكون مختلفة عنها إختلافاً طفيفاً . وينتهي دور P_t بتحديد الأبعاد الأفقية للقاعدة (L ، B) . وعند البحث عن سُمك القاعدة وتسليحها فإن حمل العامود يستخدم مباشرة في حساب توزيع الإجهادات أسفل التربة لإيجاد عزوم الانحناء وقوى القص والإختراق المعرضة له القطاعات الحرجة بالقاعدة .

وتحدد القطاعات الحرجة للقواعد الأحادية والثنائية بالنسبة للعزم والتماسك بأوجه العامود الخرساني وبخط مسامير التثبيت Anchor Bolts للأعمدة الحديدية Steel Columns كما هو موضح بشكل (٢٠) . موضح أيضاً بالشكل كيفية حساب العزم لكل وجه . بالنسبة للقواعد الثنائية :

Sec. a-a:

$$M = \frac{P}{A} \left[b \left(\frac{L-l}{2}\right)^2/2 + (B-b) \left(\frac{L-l}{2}\right)^2/3 \right]$$

$$M = \frac{P}{24A} (2B + b) (L-l)^2 \qquad (30\text{-a})$$

Sec. a′-a′;

$$M = \frac{P}{24A} (2L + l) (B-b)^2 \qquad (30\text{-b})$$

وللقواعد الأحادية :

Sec. a-a;

$$M = \frac{P}{L} (L-l)^2/8 \qquad (31\text{-a})$$

Sec. a′-a′;

$$M = \frac{P}{B} (B-b)^2/8 \qquad (31\text{-b})$$

ومن الواضح أن القيم المعطاة بالمعادلات (٣٠ - أ) ، (٣١ - أ) ستكون هي القيم القصوى عند تصميم وإختبار السُمك وحديد التسليح للقواعد الثنائية والأحادية على الترتيب .

ويؤخذ عرض القطاع عند حساب السمك مساوياً عرض العامود زائد عشرون سنتيمتر وذلك في حالة القواعد الثنائية ويُؤخذ بعرض القاعدة للقواعد الأحادية .

وقوة التماسك Q_b تحسب من مساحة القطاع المسبب للعزم الحرج مضروباً في قيمة الإجهاد الخالص f_n . حيث قيمة f_n لعامود مركزي تحسب من

$$f_n = \frac{P}{A} \qquad (32)$$

حيث Q_b تحسب من العلاقة التالية للقطاع a-a .

$$Q_b = \frac{1}{4} (B + b) (L-l) f_n \qquad (33\text{-a})$$

وللقطاع الآخر a8-a8 .

$$Q_b = \frac{1}{4} (L + l) (B-b) f_n \qquad (33\text{-b})$$

عمق الإختراق Punching Depth

حيث أن التغير في قطاع العامود من (l × b) إلى قطاع القاعدة الأفقي (L × B) تغير مفاجيء فهناك إحتمال إختراق العامود للقاعدة بواسطة القص المباشر Direct Shear . وللتغلب على هذا الإنهيار يجب توفير عمق للقاعدة يكفي لتقليل إجهادات القص المباشر إلى قيمة تكون آمنة بالنسبة لمادة

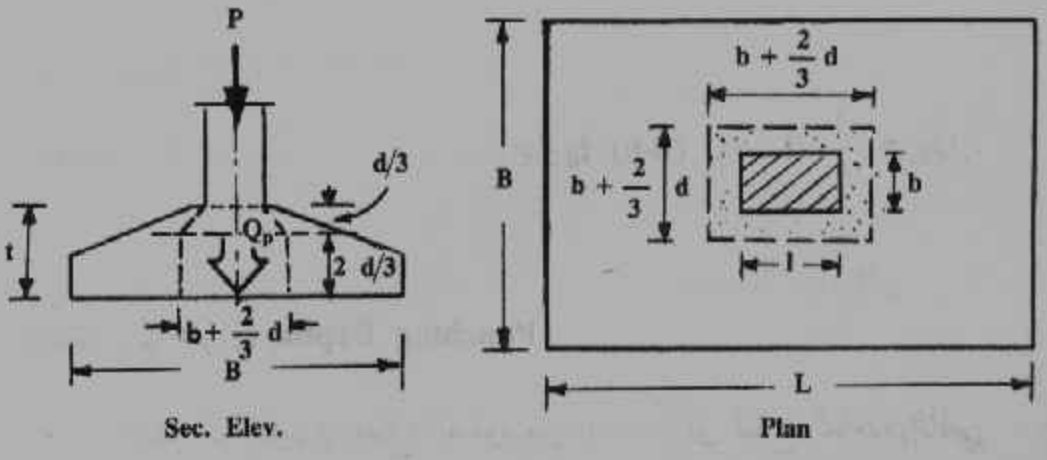
الخرسانة . والإجهاد المقبول للقص المباشر نتيجة الإختراق q_p تؤخذ للخرسانة ٨كجم/سم^2 .

وتحسب القوة المسببة للإختراق من حمل العامود مطروحاً منه رد فعل التربة للجزء المخترق من القاعدة . وهناك عدة إفتراضات لشكل الإختراق وإن كان أكثرها قبولاً هو ذلك الموضح بشكل (٢١) حيث أفترض أن الكسر يأخذ ٤٥° خلال منطقة الضغط (حوالي ثلث عمق القاعدة) بينما يكون رأسياً في باقي العمق أي خلال منطقة الشد . من ذلك يكون حمل الإختراق محسوباً من .

$$Q_p = P - f_{n_i} \left(b + \frac{2}{3} d\right) \left(l + \frac{2}{3} d\right) \qquad (34)$$

ويكون إجهاد الإختراق محسوباً من

$$q_p = \frac{Q_p}{2\ d\ (l + b + 1.33\ d)} \qquad (35)$$



قواعد الأعمدة الحديدية :

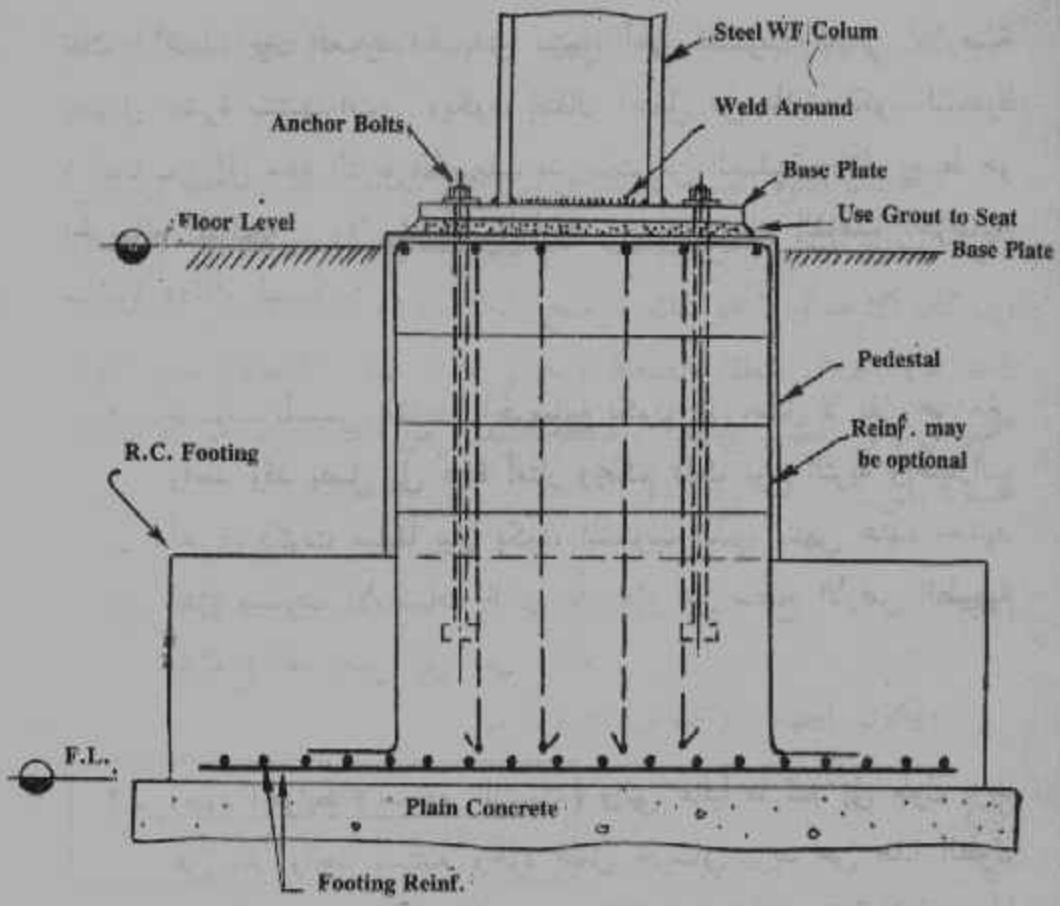
نظراً لخطورة إصابة الأعمدة الحديدية بالصدأ ولغرض إمكانية تنفيذ

تلك الأعمدة فإن العمود الحديدي ينتهي أعلى المنسوب النهائي للأرضية بحوالي عشرة سنتيمترات . ويكون إنتقال الحمل من المادة المكونة للعامود (الصلب) إلى مادة التربة الأضعف بدرجات من الصلب خلال وسيط هو الخرسانة المسلحة . ولا يؤسس العامود الحديدي على القاعدة الخرسانية مباشرة وذلك لسببين :

١ ـ منسوب تأسيس القاعدة الخرسانية يكون على عمق لا يقل عن متر واحد وقد يصل إلى عدة أمتار ويحكم ذلك نوع التربة وإعتبارات أخرى ذكرت سابقاً بينما يكون المنسوب الذي ينتهي عنده الحديد أعلى منسوب الأرضيات الذي قد يعلو عن سطح الأرض الطبيعية بإرتفاع قد يصل إلى متر واحد .

٢ ـ وجود الجوايط (مسامير التثبيت) والتي غالباً ما تمتد إلى طول يزيد عن متر واحد يستتبع وجود عمق خرساني يزيد عن هذا الطول بحوالي ٢٥سم ويعني ذلك وجود كتلة خرسانية ضخمة لا لزوم لها إلا لتوفير رباط لهذا الجاويط . وهذا يستتبع إبعاد القاعدة عن نهاية العامود مسافة تسمح لهذا التثبيت . وعلى أية حال فهذا التباعد غالباً ما يتواجد للسبب المذكور أولاً .

ونظراً لما تقدم فإن رقبة عامود (عامود قصير) يعمل كوصلة بين نهاية العامود الحديدي والقاعدة الخرسانية . وأبعاد هذا العامود القصير Pedestal هي أبعاد لوح التثبيت Base Plate مضافاً إلى تلك الأبعاد من ٥سم إلى ١٠سم . وتسليح هذا العامود هو تسليح الأعمدة . أي حوالي واحد في المائة من مساحة القطاع الخرساني مع الكانات اللازمة حسب مواصفات العامود القصير . ويوضح شكل (٢٢) قاعدة عامود حديد مع رقبة العامود .



شكل (٢٢) أساس عامود حديد

قواعد عامة :

يجب مراعاة ما يلي عند تصميم وتفصيل أساس عامود :

١ ـ ألا يقل سُمك القاعدة عن الضلع الأصغر للعامود على ألا يقل عن ٣٠سم .

٢ ـ ألا يقل عمق التأسيس عن متر واحد من سطح الأرض .

٣ ـ ألا يقل سُمك الحواف عن نصف السُمك تحت العامود ولا يقل عن ٢٥سم .

٤ ـ إذا اختيرت القواعد ذات السطح المائل فيجب ألا يزيد هذا الميل عن ١ : ٢ وإلا تطلب صب الخرسانة إلى عمل فورم للسطح العلوي للخرسانة .

٥ ـ يؤخذ أقل تسليح رئيسي ٦ ∅ ١٣/م وحديد التوزيع للقواعد الأحادية ٠,٠٠٢/ من مساحة مقطع الخرسانة .

٦ ـ يُترك ٥ سم حول العامود كسطح أفقي قبل البدء في الميول للقاعدة ذات السطح المائل وذلك لتسهيل نصب شدة العامود الرأسية .

أمثلة محلولة للقواعد المنفصلة :

١ ـ صمم وفصل قاعدة عامود مربع أبعاده ٤٥ × ٤٥سم وحملة ١٠٠ طن وعمق التأسيس ١,٠٠ متر وقدره تحمل التربة ١,٧٥كجم/سم^{٢} (تسليح العامود ٨ ∅ ١٩مم) .

٢ ـ صمم وفصل قاعدة عامود مستطيل (٣٠ × ٧٥) وتسليحه ١٢ ∅ ١٦ يحمل ١٥٠ طن وقدره تحمل التربة الخالصة ٢,٠٠ كجم/سم^{٢} . معطى نسبة أضلاع القاعدة لتكون ١,٥٠ .

٣ ـ عامود مربع (٤٥ × ٤٥) وتسليحه ١٢ ∅ ٢٢ مُعرض لحمل رأس ٦٠ طن وعزمين مترددين ± ١٢,٠٠ طن متر ، ± ٨,٠٠ طن متر . المطلوب تصميم وتفصيل قاعدة مربعة للعامود على عمق تأسيس ١,٥٠ متر حيث قدرة تحمل التربة ٣,٠٠ كجم/سم^{٢} .

٤ ـ صمم أساس عامود في هيكل خرساني يحمل ٥٠,٠٠ طناً رأسياً و١١,٠٠ طن متر كعزم انحناء عند سطح الأرض وقوة قص ٦,٠٠

طن عند سطح الأرض . عمق التأسيس ١,٥٠ متر من سطح الأرض وقطاع العامود ٣٠ × ٩٠ وتسليحه ٦ ∅ ٢٢ لجانب الشد ، ٤ ∅ ٢٢ لجانب الضغط . مقاومة التربة المسموح بها ٢٠ طن/متر^{٢} وعرض القاعدة محدد ١,٢٠ متر (القص يعمل على زيادة العزم مع العمق كما أن العزم والقص غير مترددان) .

٥ - عامود من الصلب قطاعة 30 #WF يحمل قوة محورية مقدارها ٧٥ طن وعزم إنحناء متردد مقداره ٢٠,٠ طن متر وقوة قص مترددة مقدارها ١٠,٠٠ طن . العامود مثبت على لوح صلب سمك ٣٠مم وأبعاد أفقية ٧٠٠ × ٦٠٠مم وهذا اللوح مثبت في رقبة عامود بعدد ٦ جوايط ∅ ٢٨مم (المسافة الأفقية بين صفي الجوايط ٥٠٠مم) . عمق التأسيس ٢,٥٠ متر وقدره تحمل التربة المسموح بها ٢,٥٠كجم/سم^{٢} . منسوب الأرضية يرتفع عن سطح الأرض ٠,٥٠ متر .

٦ - كرر تصميم وتفصيل قاعدة المثال رقم (٢) لبروز متساوي للقاعدة بالنسبة للعامود .

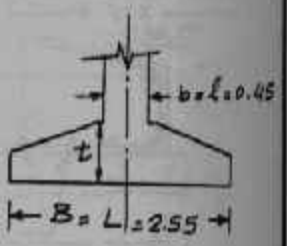
* استخدم نفس الاجهادات المعطاة مع امثلة الأساسات الشريطية مع إجهاد إختراق مسموح به $q_p = 8 \text{ kg / cm}^2$.

1 Footing Dimensions:

$$P_T = \frac{100}{1 - \frac{8 \times 1.2}{17.5}} = 112.9 \text{ ton}$$

$$A = 112.9/17.5 = 6.452 \text{ m}^2 \longrightarrow \underline{B = 2.55 \text{ m}}$$

Concrete Sections:



$$- M = \frac{P}{24A}(2B+b)(L-\ell)^2$$

$$= \frac{100}{24(2.55)^2}(5.1+0.45)(2.55-0.45)^2$$

$$= \underline{15.683 \text{ m.t}}$$

$$- Q_b = \frac{1}{4}(B+b)(L-\ell)\frac{P}{A}$$

$$= \frac{1}{4}(2.55+0.45)(2.55-0.45)\frac{100}{(2.55)^2} = \underline{24.221 \text{ ton}}$$

$$- Q_p = P - \frac{P}{A}(b+\tfrac{2}{3}d)(\ell+\tfrac{2}{3}d)$$

But $d = 0.315\sqrt{\frac{1568300}{(45+20)}} = 49$ cm

Taken 50 cm

$\therefore Q_p = \underline{90.564 \text{ ton}}$

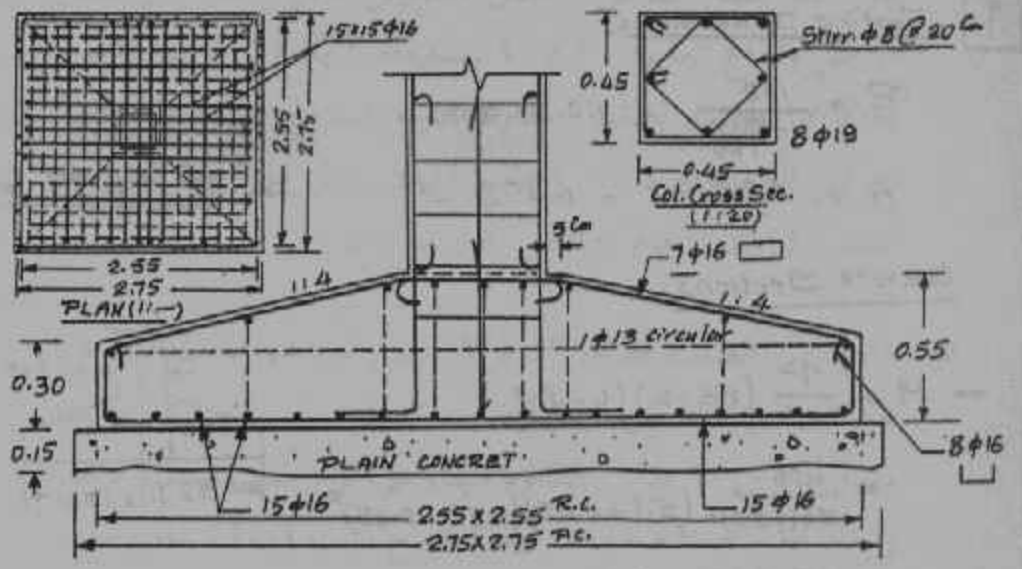
& $q_p = \frac{90564}{2 \times 50(45+45+66.7)} = \underline{5.78 \text{ kg/cm}^2}$ safe

$$- A_s = \frac{1568300}{0.87 \times 1400 \times 50} = 25.75 \text{ cm}^2$$

13 φ16

$$- q_b = \frac{24221}{0.87 \times 50 \times 13 \times 5} = \underline{8.57 \text{ kg/cm}^2}$$ safe

Footing is 2.55 x 2.55 x 0.55 (13 φ16 each direction)



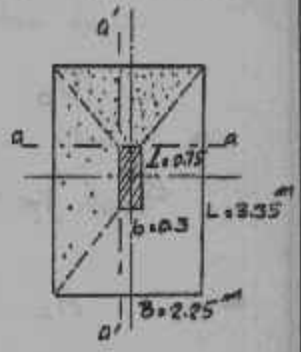
SECTION ELEVATION
(1:—)

---

2 Footing Dimensions:

$$A = \frac{P}{f_{all_{net}}} = \frac{150}{20} = 7.5\ m^2$$

$L = 1.5B$ $\therefore$ $B = 2.25\ m$, $L = 3.35\ m$ $(A = 7.5375)$



Concrete Sections;

Sec. a-a $M = \frac{150}{24(7.5375)}(4.8)(2.6)^2$

$= 26.9\ m.t$

Sec. a'-a' $M = \frac{150}{24(7.5375)}(7.45)(1.95)^2$

$= 23.5\ m.t$

$$Q_b = \left(\frac{1}{4}\right)\left(\frac{150}{7.5375}\right)(2.55)(2.6) = 32.985\ ton$$

$$d = 0.315\sqrt{\frac{2690000}{50}} = 73\ Cm \longrightarrow t = 80\ Cm$$

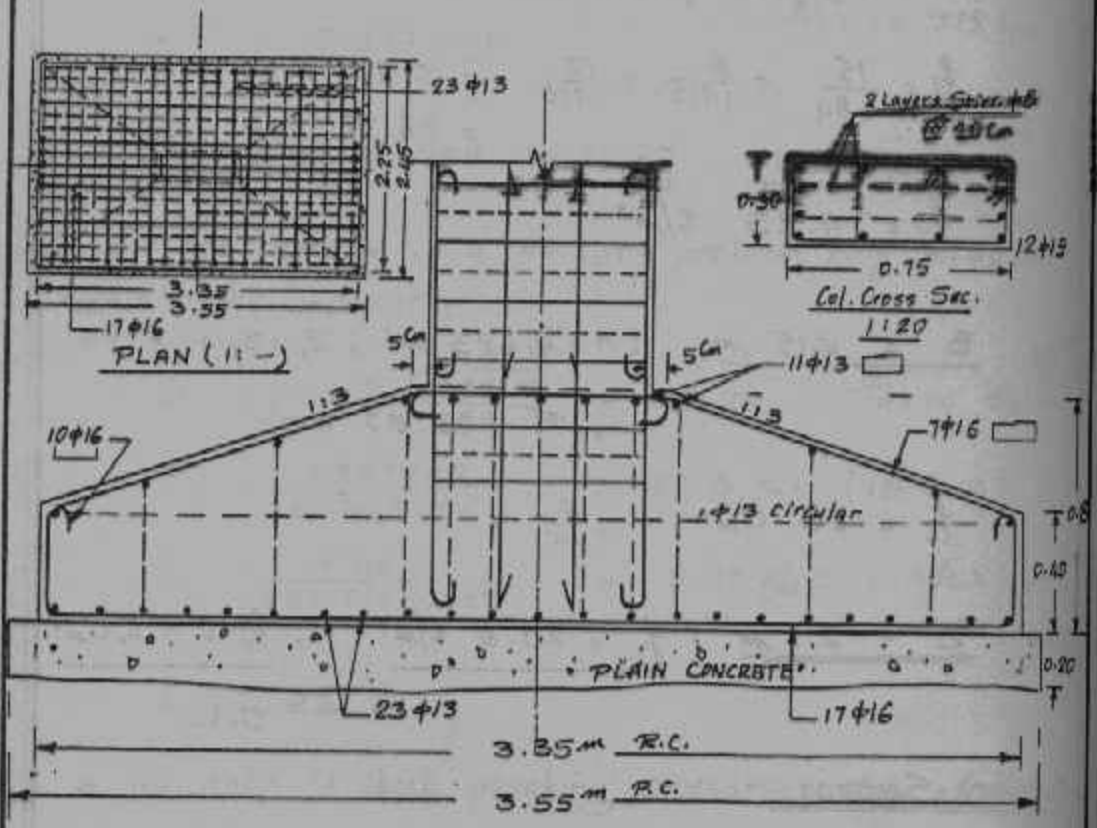
$$Q_p = 150 - \frac{150}{7.5375}(0.8)(1.25) = 130 \text{ ton}$$

$$q_p = \frac{130000}{2 \times 75(75+30+100)} = 4.23 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{safe}$$

$$A_s = \frac{26.9 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 75} = 29.45 \text{ cm}^2 \quad 15\phi16$$

$$q_b = \frac{32985}{0.87 \times 75 \times 195 \times 5} = 6.74 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{safe}$$

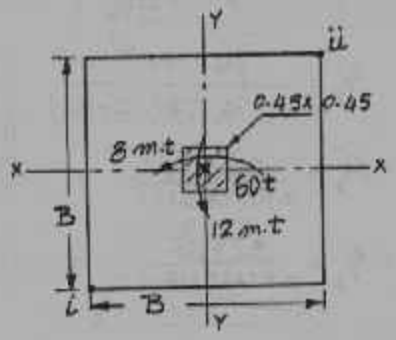
$$A_s' = \frac{235000}{0.87 \times 1400 \times 73} = 26.4 \text{ cm}^2 \quad 21\phi13$$



SECTION ELEVATION

(1:—)

3 Let avg. stress under the footing is $\frac{1}{2} q_{all} = 15\ t/m^2$



$\therefore P_T = \frac{60}{1 - \frac{2 \times 1.5}{15}} = 75\ ton$

$\therefore A_{req} = 75/15 = 5.0\ m^2$

Try $\underline{B = 2.20\ m}$

$\therefore A = 4.84\ m^2$, $Z = 1.775\ m^3$

$f_i = \frac{75}{4.84} + \frac{8}{1.775} + \frac{12}{1.775} = 15.5 + 11.27 = 26.77\ t/m^2$

$f_{ii} = 4.23\ t/m^2$

Try $\underline{B = 2.15\ m}$ ($A = 4.623\ m^2$, $Z_x = Z_y = 1.6564\ m^3$, $P_T = 73.87\ ton$)

$f_i = 28\ t/m^2$, $f_{ii} = 4\ t/m^2$

Try $\underline{B = 2.1\ m}$ $\underline{f_i = 29.6\ t/m^2}$, $\underline{f_{ii} = 3.6\ t/m^2}$

O.K.

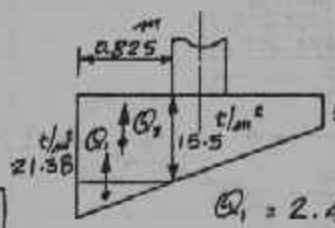
Concrete Sections;

* Since this is a reversed moment and the footing is square and the reinforced steel must be placed symmetrical and uniformely spaced ; only one moment (the higher value) with the axial force will be considered in the design.

$N = 60$ ton , $M = 12$ ton (one way footings)

$$f_{m_{max}} = \frac{60}{4.41} + \frac{12}{1.5435} = 13.605 + 7.775 = 21.38 \ t/m^2$$

$$f_{m_{min}} = 13.605 - 7.775 = 5.83 \ t/m^2$$



$$M_{max} = 2.1\left[Q_1 \frac{2(0.825)}{3} + Q_2 \frac{0.825}{2}\right]$$

$Q_1 = 2.4255 \ t/m'$

$Q_2 = 12.7875 \ t/m'$

$$= \underline{13.879 \ m.t}$$

$$Q_b = 2.1\left[2.4255 + 12.7875\right] = \underline{31.95 \ ton}$$

* As the problem is a two-way problem only b+20 cm resists the moment;

$$d = 0.315\sqrt{\frac{1387900}{65}} = 46 \ cm \quad \text{Taken } 50 cm$$

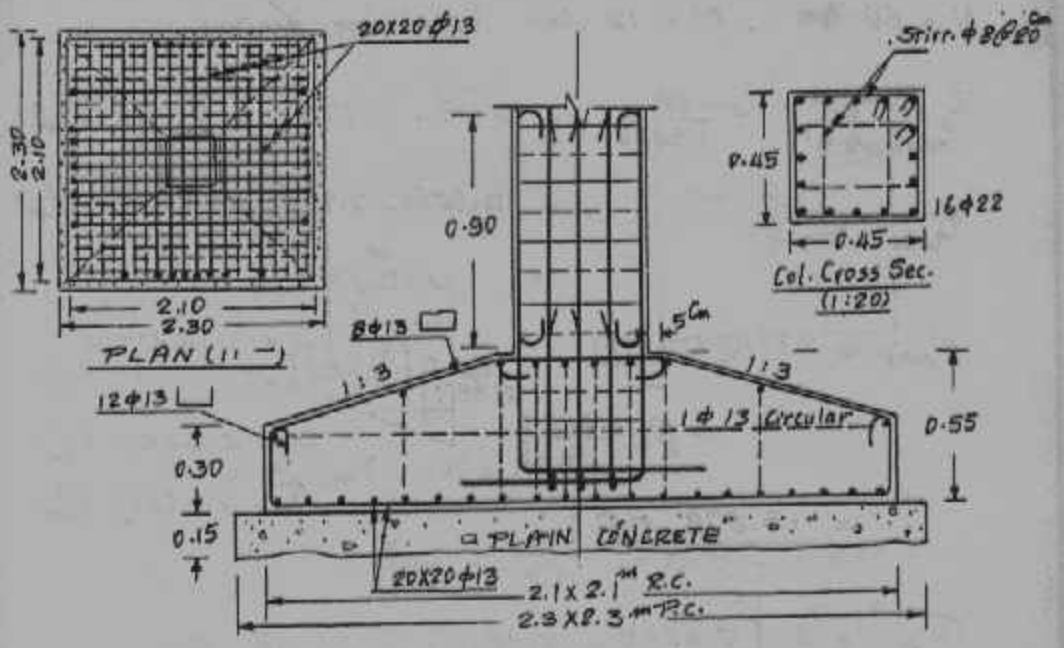
$$A_s = \frac{1387900}{0.87 \times 1400 \times 50} = 22.8 \ cm^2 \quad (18 \phi 13)$$

$$q_b = \frac{31950}{0.87 \times 50 \times 18 \times 1.3\pi} = 9.99 \ kg/a < 10 \ kg/cm^2 \ OK.$$

$\underline{t = 55 \ cm}$

* No need to check punching stresses in case of M&N problems.

* Same reinforcement in the other direction is to be considered.



SECTION ELEVATION
(1:-)

---

4 As this is not a reversed moment we may choose to design the base without eccentrisity by placing the column off-center w.r.t. the footing.

Moment at F.L. $= 11.0 + 6.0 \times 1.5 = 20$ m.t

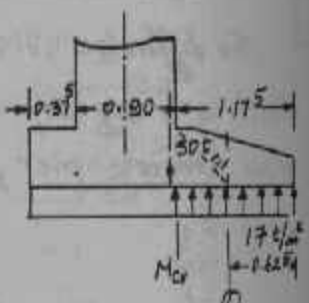
The eccentrisity $e = \frac{M}{P} = \frac{20}{50} = 0.4$ m

$$P_T = \frac{50}{1 - \frac{2 \times 1.5}{20}} = 58.82 \text{ ton}$$

$$A = \frac{58.82}{20} = 2.941 \text{ m}^2$$

$B = 1.2$ m $\therefore L = 2.45$ m

Concrete Sections :



$f_m = 50/(1.2)(2.45) = 17\ t/m^2$

- $M_{cr} = 1.2 \times 17 \times 1.175^2/2 = 14.08\ m.t$

$d = 0.315\sqrt{\frac{14.08\times10^5}{50}} = 53\ Cm$

- $Q_b = 17 \times 1.2 \times 1.175 = 24\ ton$

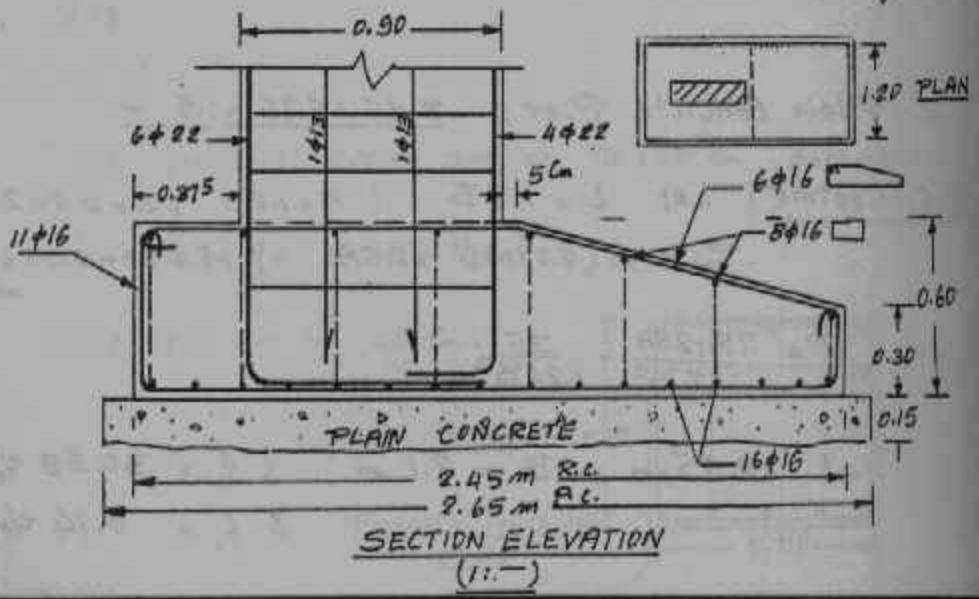
$A_s = \frac{1408000}{0.87\times1400\times55} = 21\ Cm^2$ $\quad 11\ \phi\ 16$

$q_b = \frac{24\times10^3}{0.87\times55\times11\times5} = 9.12\ kg/cm^2$

- $Q_{shear} = 1.2\times17\times0.625 = 12.75\ ton$

$q_{sh.} = \frac{12750}{0.87\times120\times55} = 2.22\ kg/cm^2 < 6.0\ Kg/cm^2$

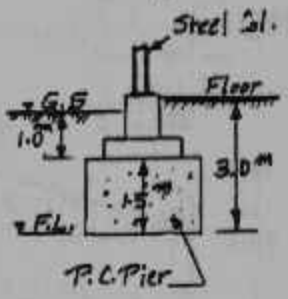
- $A_s' = 0.2\%\ Ac = 12\ Cm^2/m'$ $\quad 6\ \phi16/m'$ (Total of 15 ϕ16)



SECTION ELEVATION
(1:—)

5

The difference between the base plate and the F.L. is 3.0 ms, which is a big depth. To reduce the pedestal hight we may use plain concrete pier for 1.5 m depth and place R.C. footing atop it.



$M_{F.L.} = 20 + 10 \times 3.0 = 50$ m.t

$P_T = \frac{75}{1 - \frac{2 \times 2.5}{25/2}} = 125$ ton

$A_{req} = \frac{125}{12.5} = 10\ m^2$

Try 3.5×3.0 m $\quad (A = 10.5\ m^2,\ Z = 6.125\ m^3)$

$f_{1,2} = \frac{125.0}{10.5} \pm \frac{50}{6.125} = 11.9 \pm 8.16 = \begin{matrix} 20.06 \\ 3.74 \end{matrix}$ t/m²

Try 3.25×2.75 m $\quad (A = 8.94\ m^2,\ Z = 4.84\ m^3)$

$f_{1,2} = \frac{125.0}{8.94} \pm \frac{50}{4.84} = 13.98 \pm 10.33 = \begin{matrix} 24.3 \\ 3.65 \end{matrix}$ t/m²

O.K.

- Plain Concrete Pier; $3.25 \times 2.75 \times 1.5$ m

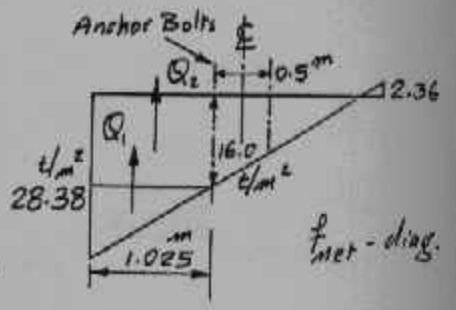
R.C. Footing: Let $L = 1.2B \quad (A = 1.2B^2,\ Z = 0.24B^3)$

$P_T = A(2.0 \times 1.25) = 2.5A$, $M = 20 + 10 \times 1.5 = 35$ m.t

$0 = \frac{75 + 2.5A}{1.2B^2} - \frac{35}{0.24B^3}$

$\therefore L = 2.55$ m, $B = 2.1$ m $\quad (f_1 = 30.88$ t/m², $f_2 = 0.14$ t/m²)

Concrete Sections;



$Q_1 = 12.38 \times 2.1 \times 1.025/2$

$= 13.32$ ton

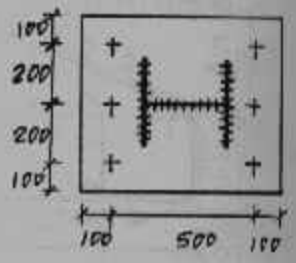
$Q_c = 16 \times 1.025 \times 2.1 = 34.44$ ton

$Q_b = Q_1 + Q_c = 47.76$ ton

$M = 13.32 \times 0.68 + 34.44 \times 0.513 = 26.73$ m.t

$d = 0.315 \sqrt{\frac{2673000}{(40+20)}} = 66.5$ Cm

$\therefore t = 70$ Cm



- $A_s = \frac{2673000}{0.87 \times 1400 \times 67} = 32.74$ 17 ϕ16

$q_b = \frac{47760}{0.87 \times 67 \times 17 \times 5} = 9.64$ kg/Cm²

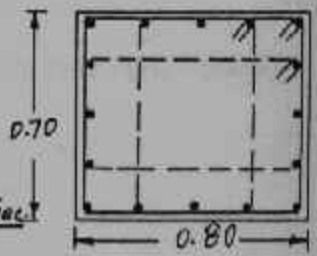
- $A_s' = 0.2\% A_c = 14$ Cm²/m' = 7 ϕ16/m' (Total 18 ϕ16)

Pedestal;

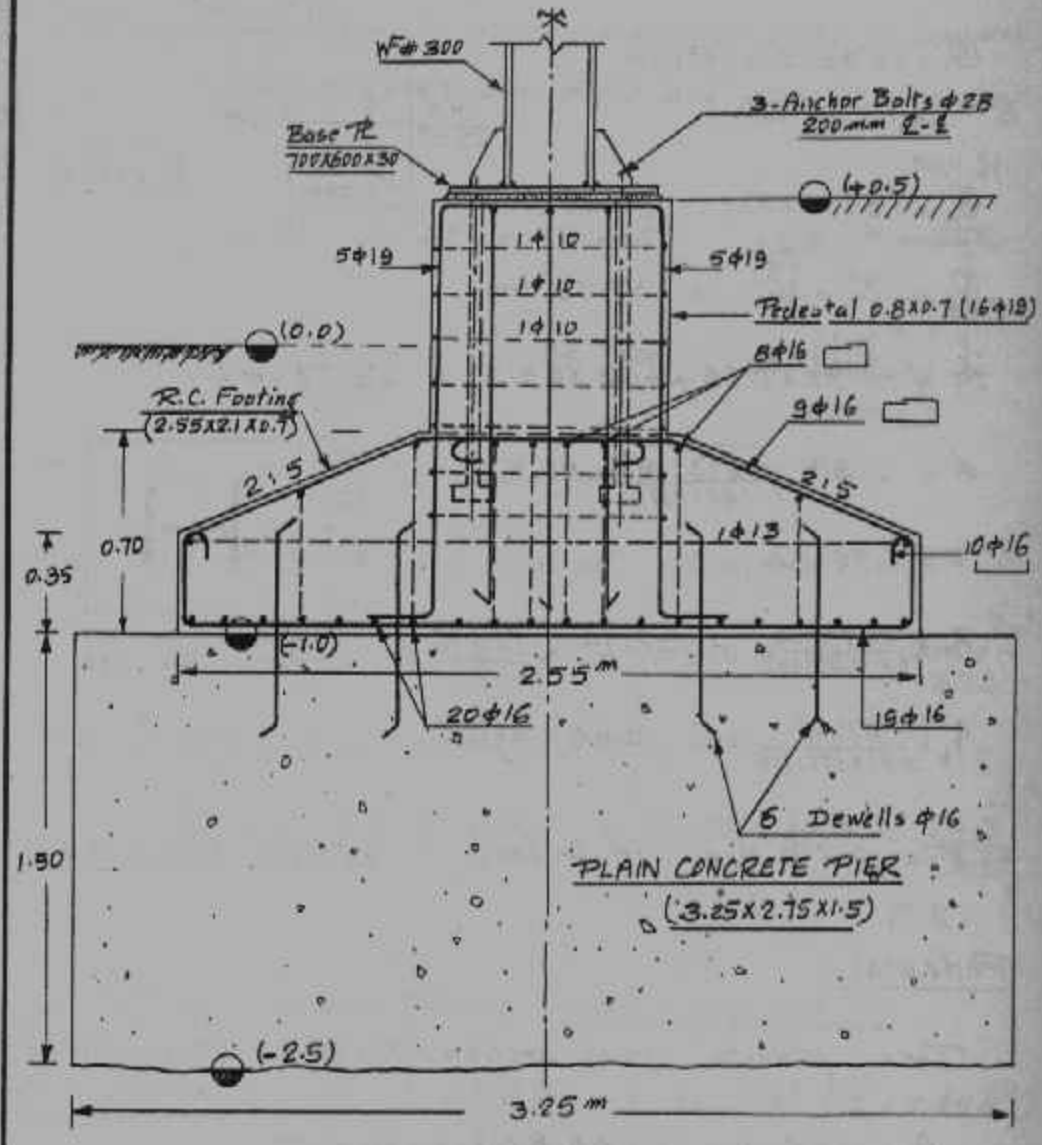
Take pedestal cross section 70 x 80 Cm (Base plate + 10 Cm)

$A_s = 0.8\% A_c = 44.8$ Cm² 16 ϕ19

Stirr. ϕ10 mm @ 20 Cm.



Pedestal Cross Sect
1:20



SECTION ELEVATION
(1:—)

6 Footing Dimensions;

$A = 7.5\ m^2$ $\quad L = 3.0\ m$, $B = 2.5\ m$

$M_{a\text{-}a} = \frac{150}{24 \times 7.5}(5.3)(2.25)^2 = 22.360\ t.m$

$M_{a'\text{-}a'} = \frac{150}{24 \times 7.5}(6.75)(2.2)^2 = 27.225\ t.m$

$Q_{b_{a\text{-}a}} = \frac{1}{4}\frac{150}{7.5}(2.8)(2.25) = 31.50\ ton$

$Q_{b_{a'\text{-}a'}} = \frac{1}{4}\frac{150}{7.5}(3.75)(2.2) = 41.25\ ton$

Concrete Sections;

- $d = 0.315\sqrt{\frac{2236000}{50}} = 66.6\ Cm \rightarrow t = 70\ Cm$
- $A_s = \frac{2236000}{0.87 \times 1400 \times 65} = 28.24\ Cm^2$ $\quad 15\#16$
- $A_s' = \frac{2722500}{0.87 \times 1400 \times 63} = 35.5\ Cm^2$ $\quad 18\#16$

$q_b = \frac{41250}{0.87 \times 63 \times 18 \times 5} = 8.36\ Kg/Cm^2$ O.K.

$Q_p = 150 - 20(\pi 30 + 0.44)(0.75 + 0.44) = 132.4\ ton$

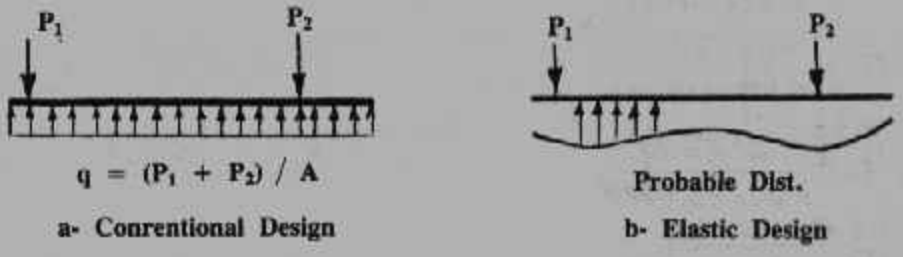
$q_p = \frac{132400}{2 \times 65(75 + 30 + 97)} = 5.04\ Kg/Cm^2$ O.K.

Comment;

A reduction of 13 % of the volume of the footing has been achived by sizing the footing in such a way that the equal projection is taken by comparison between Ex.# 2 and Ex.# 6.

III ـ القواعد المشتركة Combined Footings

القواعد المشتركة هي تلك التي تحمل أكثر من عامود في صف واحد . ويمكن تصميم القواعد المشتركة بواسطة الطرق التقليدية بإعتبار القاعدة صلبة Rigid Member أو بإعتبار القاعدة كمرة على أساس مرن Beam on an elastic Foundation . ويعطي شكل (٢٣) توزيع الاجهادات أسفل أساس مشترك لعامودين حيث أفترض في الأول توزيع الاجهادات بإنتظام حيث تكون محصلة القوتين في مركز ثقل القاعدة المشتركة وتلك هي العادة في إفتراض الاجهادات عند التصميم بإعتبار أن القاعدة صلبة أما في الشكل الثاني فإن التوزيع يتناسب مع هبوط القاعدة وذلك بإعتبار التربة وسط مرن يعطي رد فعل يتناسب مع التضاغط في التربة .

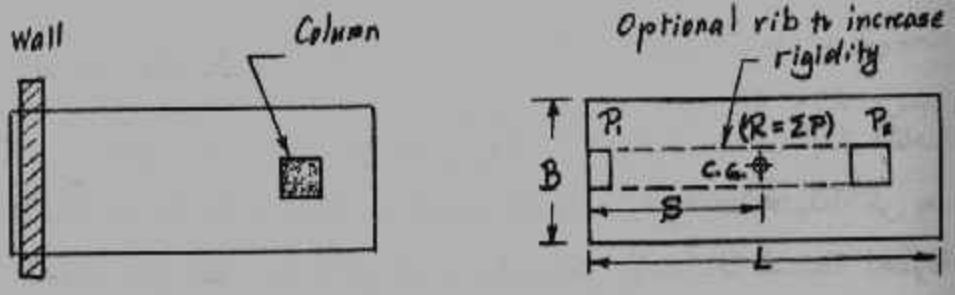


شكل (٢٣) توزيع الاجهادات أسفل القواعد المشتركة

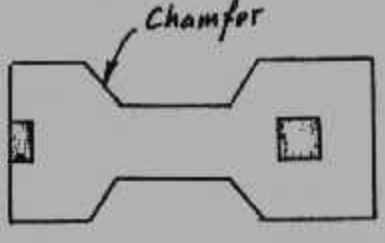
وتستخدم القواعد المشتركة لعدد من الأسباب منها الرغبة في التغلب على اللامركزية الناجمة عن وجود أعمدة خارجية ملاصقة لخط الجار Property Line وذلك بإختيار أقرب الأعمدة الداخلية على خط واحد مع عامود الجار وعمل قاعدة مشتركة للعامودين بحيث يكون مركز ثقل القاعدة منطبقاً على محصلة قوتي العامودين . أيضاً تستخدم القواعد المشتركة حيث تكون واجبة الإستخدام عند تداخل قواعد عدد محدود من الأعمدة المتقاربة ويجب في تلك الحالة تشكيل القاعدة بحيث ينطبق مركز ثقلها مع محصلة قوى الأعمدة المتقاربة وذلك للتغلب على اللامركزية التي قد تسبب دوران أو

تفاوت في الهبوط أو زيادة كبيرة في الاجهادات المنقولة للتربة بما قد يزيد عن قدرة تحمل التربة المسموح بها .

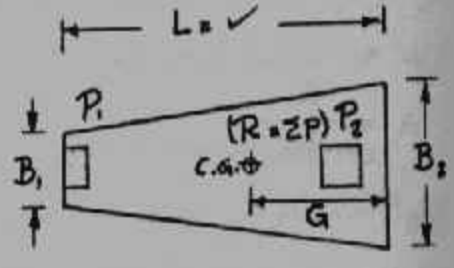
وتأخذ القواعد المشتركة أشكالاً عديدة مثل شكل المستطيل Rectangular أو شبه منحرف Trapezoidal أو أشكال أخرى كما هو موضح بشكل (٢٤) . ويظهر في الشكل نوعاً شائعاً وهو القاعدة الكابولي



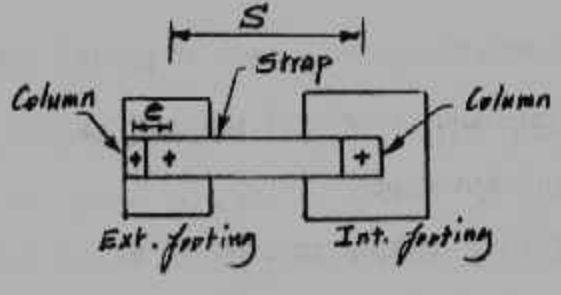
a - Rectangular Combined Footing



b - Notched footing



c - Trapezoid



d - Strap footing

شكل (٢٤) القواعد المشتركة

Cantilever (Strap) Footing . كما أن القطاع الخرساني قد يختار مستطيلاً أو T مقلوبة ويختار الشكل الأخير لزيادة كفائة القطاع وتوفير بعض الحجم .

وسوف نقتصر هنا على الطريقة التقليدية في التصميم وذلك بفرض توزيع إجهادات منتظم طالما كان مركز ثقل القاعدة ينطبق على محصلة قوى الأعمدة المشتركة في القاعدة .

القواعد المستطيلة :

وتظهر تلك القاعدة في شكل (٢٤ ـ أ) ويكون حساب أبعاد القاعدة الأفقية بحيث يكون الطول L ضعف المسافة S والتي يتم تحديدها من بعد المحصلة عن خط الجار والتي يحدد موقعها من الاستاتيكا البسيطة لمجموعة قوى متوازية . أما عرض القاعدة B فيحسب بمعلومية A ، L حيث (B = A/L) والمساحة A تحسب من :

$$A = \frac{R_t}{q_{all}} \qquad (36)$$

and

$$R_t = P / (1 - \gamma_a D_f / q_{all}) \qquad (37)$$

Where

P = Sun of all Column Loads at ground surface,

γ_a = average unit weight of soil and footing materials,

D_f = foundation depth

q_{all} = allowable bearing capacity of soil at F.L.

ويحسب القطاع الخرساني للقاعدة بحساب عزوم الإنحناء وتوزيعها طولياً على محور القاعدة (الخط الواصل بين الأعمدة) . وكما سبق الإشارة

عند تصميم القواعد الشريطية والمنفصلة فإن الإجهادات الخالصة f_n هي التي تستخدم لحساب القطاع الخرساني للقاعدة حيث ($f_n = \frac{\Sigma P}{A}$) . ويهمل هنا حساب قوى التماسك وبالتالي إجهادات التماسك حيث تكون القيم العظمى للعزوم (والتي يحسب منها القطاع) متواجدة مع القطاع الخالي من قوى القص Section of zero Shear . على أن حساب عمق الإختراق أو إجهادات القص المباشر يجب إعتبارها في التصميم كما أن إجهادات القص المحسوبة من قوى القص الموزعة على المحور الطولي للقاعدة يجب حساب العمق اللازم لها حيث لا يعمل تسليح خاص لمقاومة قوى القص .

وخلافاً للتصميم المُتبع في الكمرات فإن الاتجاه العرض Transversed Direction يجب حساب التسليح اللازم له . ويصمم كقاعدة منفصلة لكل عامود على حدة على ألا يزيد عرض هذه القاعدة (المُعتبر في الاتجاه الطولي) عن عرض القاعدة المشتركة أو نصف المسافة بين العمودين المتجاورين (لا تزيد عن نصف البحر) .

وقد يختار القطاع T المقلوب لزيادة القطاع الخرساني وفي تلك الحالة فإن الاتجاه العرضي يصمم لمتر طولي من الاتجاه الطولي مُعرض لحمل موزع مقداره f_n بنفس طريقة تصميم أساس شريطي Strip Footing لمجموعة من الأعمدة المتقاربة المصفوفة كما ورد في مثال ٤ للقواعد الشريطية المستمرة .

القواعد الشبه منحرفة

يشترط لإختيار القواعد المشتركة المستطيلة أن يكون طول القاعدة L غير مُحدد بحد أقصى أي أنه يمكن مدّ الطول إلى الداخل بحيث يكون طول القاعدة ضِعف المسافة S المعطاة بالشكل (٢٤ ـ أ) . فإذا كان الطول مُحدد بما لا يتعدى رقم معين (أي أنه من غير الممكن مد الطول إمتداد يكفي لجعل $L = 2S$) فإن المحصلة R سوف تقع على مسافة G من الجهة الداخلية

والمسافة S من الجهة الخارجية وعليه فيكون إختيار الشكل المستطيل مصحوباً بلا مركزية . وللتغلب على ذلك يجب تشكيل القاعدة في المسقط الأفقي بحيث ينطبق مركز ثقل هذا الشكل على موقع المحصلة . ويكون هذا الشكل هو شبه المنحرف وخطوات تشكيل هذا الشبه منحرف كالتالي :

١ ـ تحسب قيمة R_t كما في القواعد المستطيلة (معادلة ٣٧) .

٢ ـ تحسب قيمة A كما في القواعد المستطيلة (معادلة ٣٦) .

٣ ـ بمعلومية موقع R نعين قيمة S فإذا كان الطول المسموح به أقل من 2 S فإن القاعدة الشبه منحرفة تكون لازمة ونحدد قيمة G حيث G = L-S .

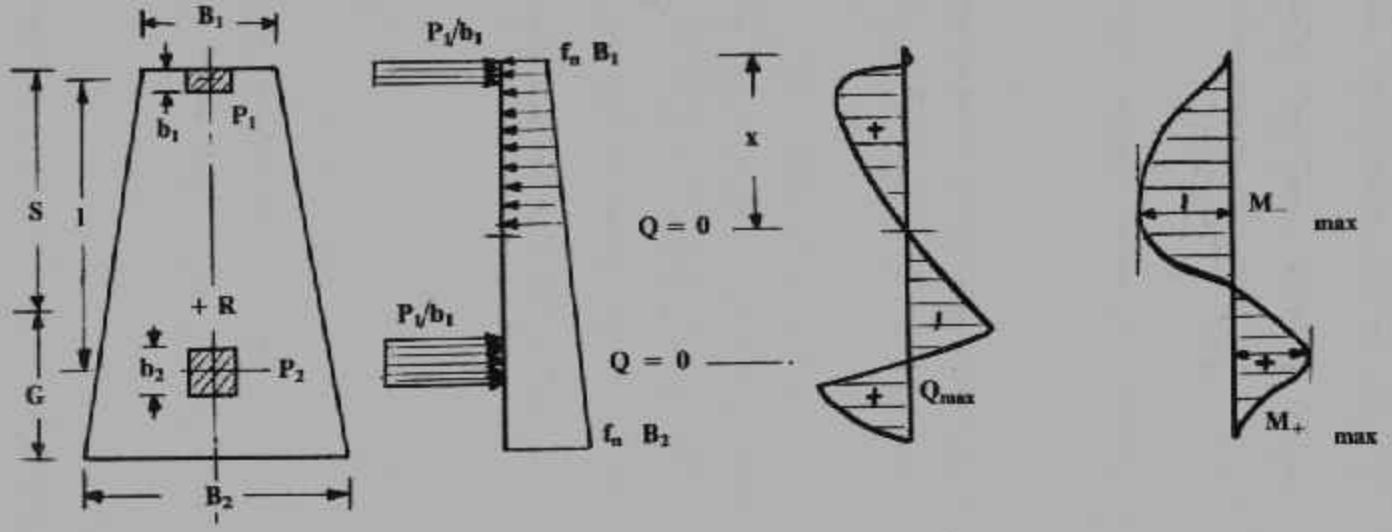
٤ ـ بمعلومية L ، A ، G نحسب أطوال ضلعي القاعدة B_1 ، B_2 من العلاقات

$$B_1 = \frac{2\ A}{L^2}\ (3\ G\text{-}L) \qquad (38\text{-}a)$$

$$B_2 = \frac{2\ A}{L} - B_1 \qquad (38\text{-}b)$$

٥ ـ توزيع الأحمال Loading Diagram يشكل من الاجهاد الخالص f_n على التربة مضروباً في عرض القاعدة وأحمال الأعمدة موزعة على عرض العامود . وعليه فإن توزيع الأحمال من التربة إلى القاعدة تأخذ شكل شبه منحرف بقيمة قصوى داخلية $f_n . B_2$ وقيمة دنيا خارجية $f_n . B_1$ كما هو موضح بشكل (٢٥) .

٦ ـ من شكل (٢٥) نحسب القيمة القصوى للعزم (سالبة وموجبة) ونحدد عرض القاعدة المناظر وكذلك قيمة القص القصوى وعرض القاعدة المناظر . فإذا ما كان العرض المناظر أكبر من نصف البحر (l/2) يؤخذ العرض مساو لنصف البحر .



Loading Diag. S.F.D. B.M.D

شكل (٢٥) القواعد شبه المنحرفة (القص والعزم)

٧ - عمق الاختراق يجب حسابه وذلك بطريقة مماثلة لما ورد في القواعد المنفصلة .

٨ - الإتجاه العرضي يحسب بنفس الطريقة السابق شرحها مع القواعد المستطيلة .

٩ - في حالة إختيار قطاع T مقلوب فإن تصميم الكمرة يتبع نفس الخطوات ٥ ، ٦ . وتصمم البلاطة عند أكبر عرض B_2 لمتر واحد كقاعدة شريطية معرضة لضغط تربة f_n .

القواعد الكابولية

تستخدم القواعد الكابولية Strap Footing كبديل للقواعد المشتركة المستطيلة أو شبه المنحرفة . ويكون إستخدامها أكثر ملائمة إذا ما كانت الأعمدة مُتباعدة مما يسبب ضخامة القاعدة المشتركة إذا ما أُختيرت مستطيلة أو شبه منحرفة . ويقوم الكابولي بمقاومة اللامركزية عن طريق عزوم إنحناء وقوى قص تأخذ قيمها القصوى قرب عامود الجار .

وتقاوم قوى الأعمدة بقواعد منفصلة خالية من اللامركزية وتصمم كما ورد في القواعد المنفصلة المُعرضة لقوى محورية . ومهمة تلك القواعد توزيع الأحمال على التربة .

وتؤخذ تلك الفروض عن تصميم القواعد الكابولية :

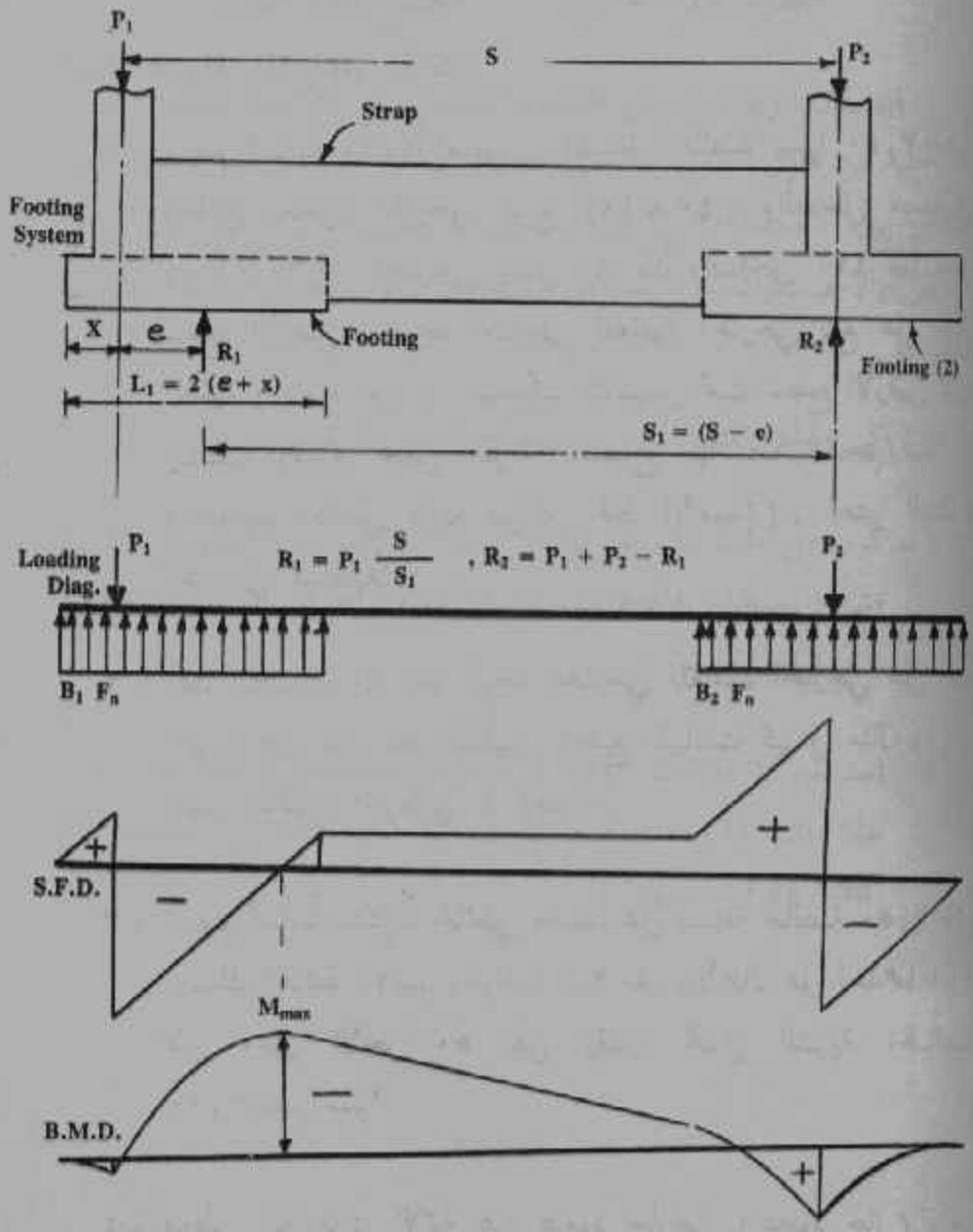
١ - يفترض أن وزن الكابولي مهملاً .

٢ - لا يشترك الكابولي في توزيع الحمل على التربة

٣ - تفترض لا مركزية «e» للقاعدة الخارجية لامكان حساب قوى القص

والعزوم . وعليه فلا يوجد حل أوحد للحالة الواحدة .

ويبين شكل (٢٦) نموذج لقاعدة كابولي مركبة وكذلك الشكل العام لتوزيع عزوم الانحناء وقوى القص . وتؤخذ جميع إجهادات القص بتسليح



شكل (٢٦) تحليل القاعدة الكابولية المركبة

خاص (كانات وأسياخ مكسحة على زاوية ٦٠° نظراً لكبر عمق القطاع) . ويؤخذ عرض الكابولي على الأقل مساو للضلع الأصغر للأعمدة . ويزيد هذا العرض عن ذلك إذا ما كان عمق الكابولي محدد بإرتفاع معين .

أمثلة محلولة للقواعد المركبة :

١ ـ صمم أساساً مشتركاً لعامودين المسافة الخالصة بينهما ٣,٥٠ متراً وقطاع العامود الخارجي مربع (٤٠ × ٤٠) والداخلي مستطيل (٣٠ × ٦٠) . الخارجي يحمل ٨٠ طناً والداخلي ١٢٠ طناً عند سطح الأرض . الوجه الخارجي للعامود الخارجي يقع على خط الملكية (عامود جار) . منسوب التأسيس تحت سطح الأرض بمتر ونصف وقدره تحمل التربة المسموح بها ٢,٠٠كجم/سم٢ . (العامود الداخلي طوله موازي لخط الأعمدة) . أعتبر القطاع الخرساني مستطيلاً .

٢ ـ أعد التصميم إذا كان الوجه الخارجي للعامود الخارجي على بعد ٠,٤٠ متر من خط الملكية . وجميع البيانات كما في مثال (١) . إعتبر القطاع الخرساني T مقلوبة .

٣ ـ صمم أساساً مشتركاً لحائطي مصعد على مسافة خالصة ٢,٥٠ متر وسمك الحائط ٢٠سم وطوله ٢,٠٠ متر والأحمال على أحدهما ١٠٠ طن وعلى الآخر ٥٠ طن وقدره تحمل التربة الخالصة ٣,٠٠كجم/سم٢ .

٤ ـ معطى المعلومات الآتية عن عامود خارجي (عامود جار) وآخر داخلي :

العامود الخارجي :

القطاع ٢٥ × ٤٥سم الحمل ٦٠ طناً .

العامود الداخلي :

القطاع ٤٥ × ٤٥سم الحمل ١٢٠ طن .

فإذا كان الوجه الخارجي للعامود الخارجي يقع على خط الملكية والمسافة الداخلية من محور العامود الداخلي محدودة بمسافة ٠,٧٧٥ متر والمسافة من المحاور بين الأعمدة ٣,٦٠ متر ومنسوب التأسيس ١,٢٥ متر تحت سطح الأرض والاجهاد والمسموح به ٢,٥٠ كجم / سم^{٢} . صمم وفصل القاعدة المشتركة .

٥ـ كرر الحل لمثال (٤) بإستخدام قطاع T مقلوب .

٦ـ كرر حل مثال (١) إذا كانت المسافة الخالصة بين العامودين ٥,٥٠ متراً (إستخدم قاعدة مشتركة كابولية) وإجهاد التربة المسموح به ٢,٥٠كجم/سم^{٢} .

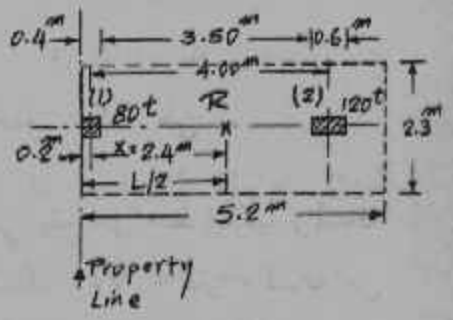
* استخدم الاجهادات المعطاة في أمثلة القواعد الشريطية والمنفصلة فيما عدا مثال (٦) فتستخدم الإجهادات التالية للكابولي $K_1 = 0.28$, $q_{sh} = 7\ kg/cm^2$.

Ex. III-1

℄ - ℄ distance bet. Columns

$= 3.5 + 0.4/2 + 0.6/2$

$= 4.0\ m$



Location of R ;

Moment @ Col.(1):

$x = 120 \times 4 / R = 2.4\ m$ $\quad \therefore L/2 = 0.2 + 2.4 = 2.6\ m$

$\therefore L = 5.2\ m$

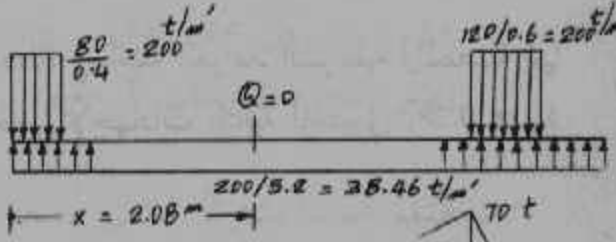
$$R_r = \frac{200}{1 - \frac{1.5 \times 2.0}{20}} = 235.3\ ton$$

$A = 235.3/20 = 11.8\ m^2 \quad \therefore B = 2.27\ m$

Take combined footing $2.3 \times 5.2\ m$

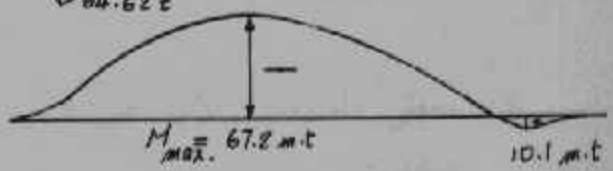
Concrete Sections;

Loading Diag.



S.F.D.

B.M.D.



Ex. III-1

b = Spacing/2 or B (the smaller of)

= 200 Cm

$\therefore d = 0.315\sqrt{\frac{6720000}{200}} = 57.7$ Cm

$\therefore t = 65$ Cm ($d = 60$ Cm)

$A_s = \frac{6720000}{0.87 \times 1400 \times 60} = 92$ Cm^2 (40 Cm^2/m')

8 ϕ 25 /m' (Total of 19 ϕ 25)

$q_{V_{sh}} = \frac{70000}{0.87 \times 230 \times 60} = \underline{5.83}$ Kg/Cm^2

Check for punching;

$q_{V_{P_1}} = \frac{72000}{60(200)}$

$= \underline{6.0}$ Kg/Cm^2

$Q_{P_1} = 72$ t

□ = 200 Cm

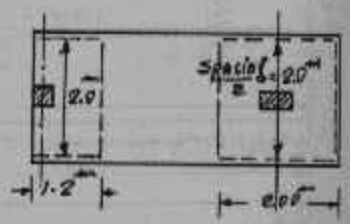
$Q_{P_2} = 108.3$ t

□ = 340 Cm

$q_{V_{P_2}} = \frac{108300}{60(340)}$

$= \underline{5.31}$ Kg/Cm^2

Transversed Direction;



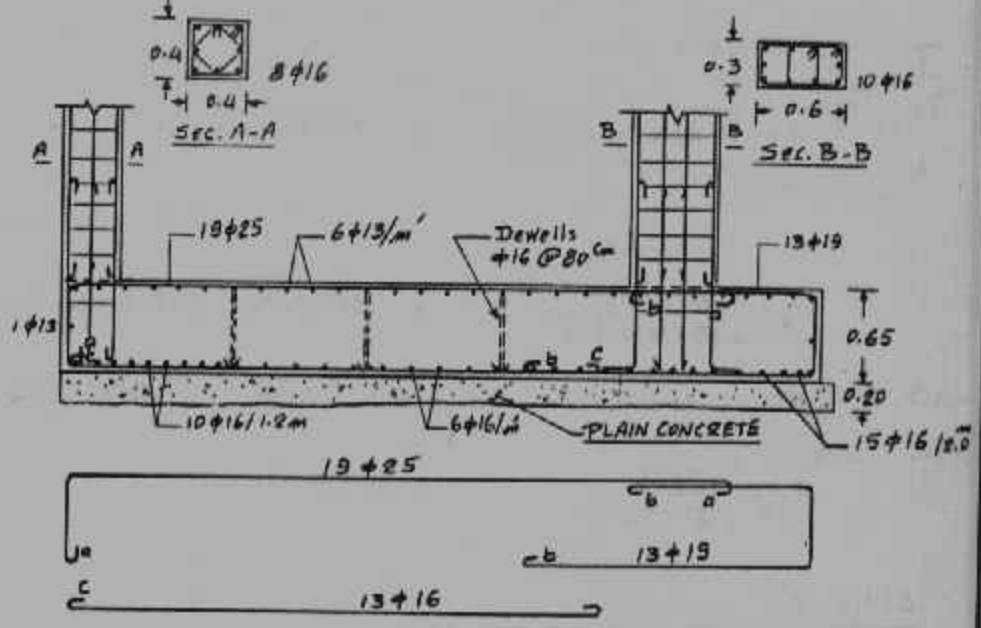
$M_1 = \frac{80}{2.0}(0.8)^2/2 = 12.8$ m.t

$M_2 = \frac{120}{2.0}(0.8)^2/2 = 19.2$ m.t

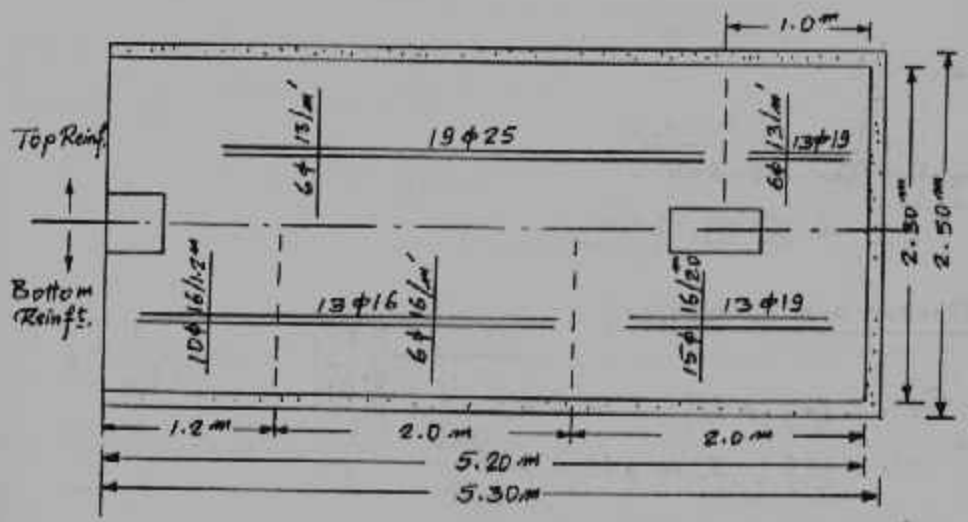
$A_{s_1} = 17.6$ Cm^2 9 ϕ 16 / 120 Cm

$A_{s_2} = 26.4$ Cm^2 14 ϕ 16 / 200 Cm

Ex III-1



DETAIL OF MAIN REINFT
(1 : —)



PLAN (1 : —)

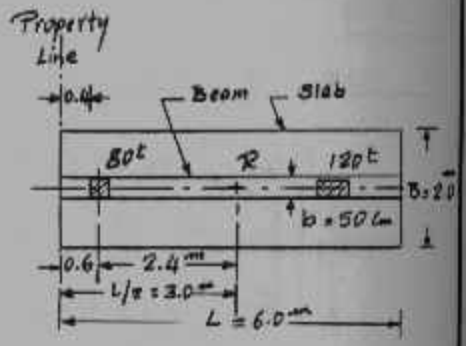
Ex. III-2

$R_T = 235.3$ ton

$A = 11.8$ m²

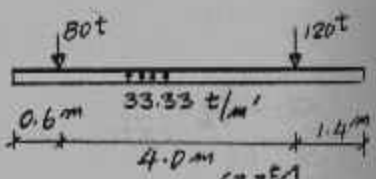
$L = 6.0$ m $\therefore B = 2.0$ m

Take ⊥ footing 6 x 2 m



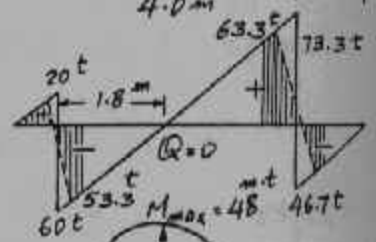
Concrete Sections;

I - Beam Let $b = 50$ Cm



After rounding

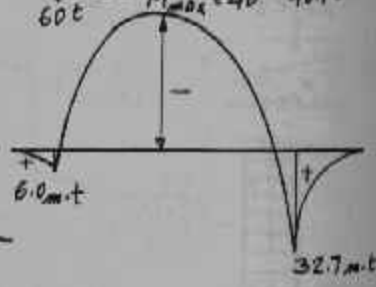
$Q_{max} = 63.3t$



For $q_{max} \neq 12$ Kg/Cm²

$$d_{sh} = \frac{63333}{0.87 \times 12 \times 50}$$

$$= 121.3 \text{ Cm}$$



$\therefore h = 125$ Cm , $d = 120$ Cm

$$A_{s_{-ve}} = \frac{48 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 120} = 33 \text{ Cm}^2 \quad 9\phi 22$$

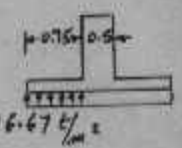
$A_{s_{+ve}}$ 23 Cm² 6 φ 22

Stirr. 6 br. φ 10 mm @ 15 Cm → $q_{stirr} = 8.8$ Kg/Cm²

The rest of shear stress to be resisted by 5 φ 22 at 60° bent down bars.

Ex. III-2

ii - Slab $f_m = 200/(6\times8) = 16.67\ t/m^2$



$M_{max} = 16.67\,(0.75)^2/2$

$= 4.69\ m.t/m'$

$Q_b = 0.75 \times 16.67 = 12.5\ t/m'$

$d = 0.315\sqrt{4690} = 21.6\ Cm \quad \therefore t = 25\ Cm$

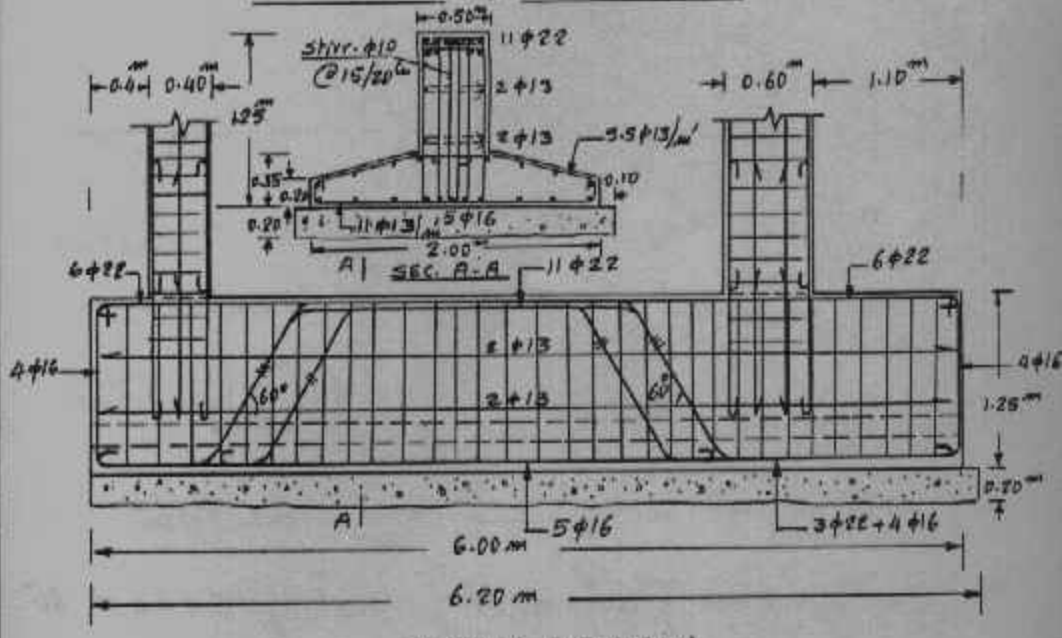
$A_s = \dfrac{469000}{0.87\times1400\times22} = 17.5\ Cm^2/m' \quad 9\phi16/m'$

$q_b = \dfrac{12500}{0.87\times22\times9\times5} = 14.5\ Kg/Cm^2$

Increase t to 35 Cm (d = 32 Cm & use 10 ϕ13/m')

$q_b = \dfrac{12500}{0.87\times32\times10\times4.1} = 10.99\ Kg/Cm^2$ not allowed.

$\therefore$ Take $t = 35\ Cm$, A_s 11ϕ13/m'



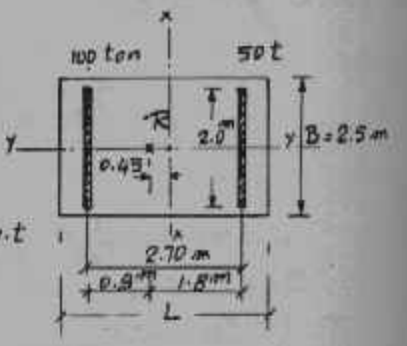
SECTION ELEVATION

(1:—)

Ex III-3

Resultant = 150 t

Let B = 2.5 m



$\therefore A = 2.5L$

$Z = 0.417L^2$

$M = 0.45(150) = 67.5$ m.t

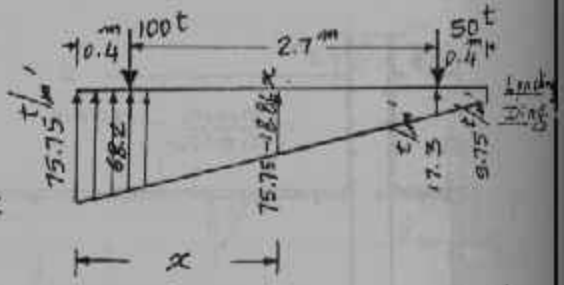
$\therefore 30 = \frac{150}{2.5L} + \frac{67.5}{0.417L^2}$

$\therefore L = 3.5$ m ($f_1 = 3.03$ Kg/cm² & $f_2 = 0.39$ Kg/cm²)

Consider a rectangular footing 3.5 X 2.5 m

Concrete Sections;

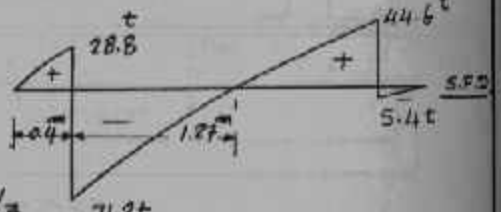
- Section of zero shear;



$100 = (75.75 - 9.43x) \cdot x$

$x^2 - 8.03x + 10.6 = 0$

$\therefore x = 1.67$ m



- $M_{max} = 100(1.27) - 31.4(1.67)^2/3 - 44.35(1.67)^2/2$

$= 36$ m.t

- $d = 0.315\sqrt{\frac{3600000}{250}} = 37.8$ cm $\therefore t = 45$ cm

$d = 40$ cm

Ex. III-3

- Check for shear :

$$q_{sh} = \frac{71200}{0.87 \times 250 \times 40} = 8.2 \text{ Kg/Cm}^2 > 6.0$$

not allowed

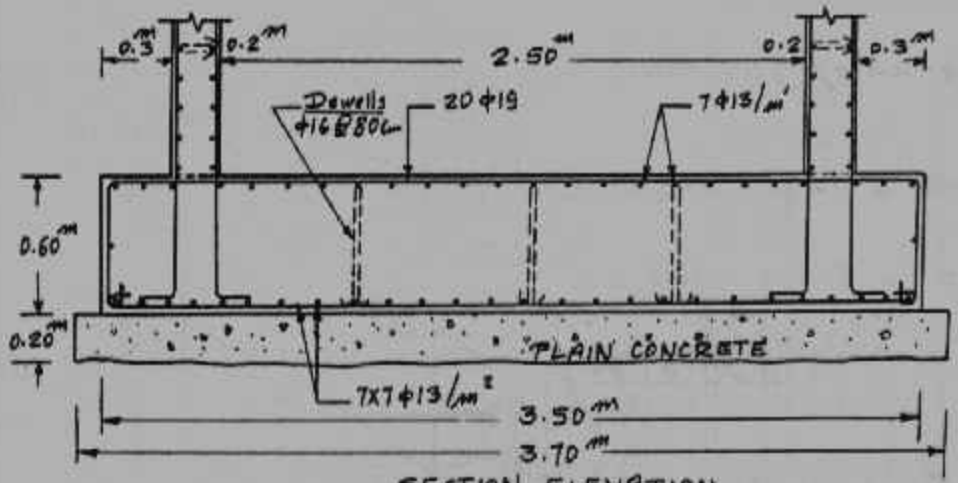
$$\therefore d_{sh} = \frac{71200}{0.87 \times 250 \times 6} = 54.6 \text{ Cm}$$

$$\therefore \underline{t = 60 \text{ Cm}}$$

- $A_s = \frac{36 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 55} = 53.7 \text{ Cm}^2$ $\quad 20 \phi 19$

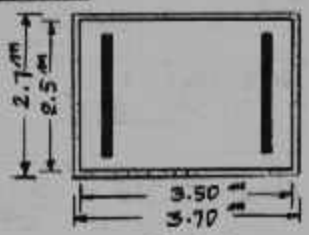
- This is a one-way footing in the Long. direction and the transversed direction needs no design ($A_s' = 0.15\% A_c$)

$$\therefore A_s' = 9 \text{ Cm}^2/\text{m}' \quad (7 \phi 13/\text{m}')$$



SECTION ELEVATION

(1:—)



PLAN

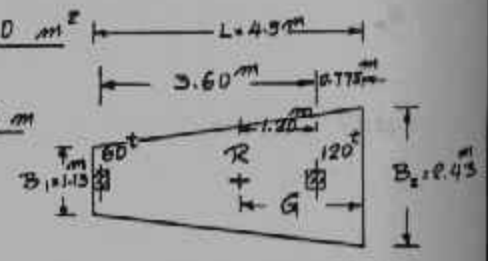
Ex. III-4

The combined footing is going to be trapezoidal since the length L is limited by 4.5 m.

$$R_T = \frac{\Sigma \text{Col. Loads}}{1 - \gamma_a D_f / q_{all}} = \frac{180}{1 - \frac{2 \times 1.5}{25}} = \underline{200 \text{ ton}}$$

$$A = 200/25 = \underline{8.0 \text{ m}^2}$$

$$G = 0.775 + 1.2 = \underline{1.975 \text{ m}}$$



$$B_1 = \frac{2A}{L^2}(3G - L)$$

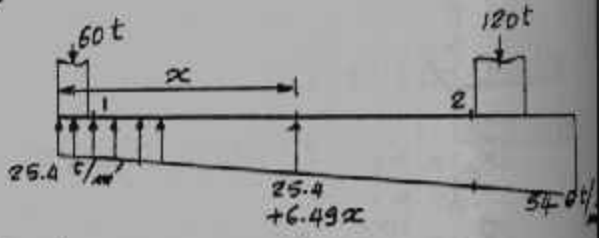
$$= \frac{16}{(4.5)^2}(5.925 - 4.5) = \underline{1.126 \text{ m}}$$

$$B_2 = \frac{2A}{L} - B_1 = \underline{2.43 \text{ m}}$$

Footing is $\underline{(4.5) \times (1.13/2.43) \text{ m}}$

$$f_m = 22.472 \text{ ton/m}^2$$

Concrete Sections:



sec. of zero shear

$$60 = 25.4x + 3.25x^2$$

$$x = \underline{1.9 \text{ m}} \qquad (b_x = 1.68 \text{ m})$$

$$Q_1 = 60 - 6.55 = \underline{53.45 \text{ t}} \quad (b_1 = 1.2 \text{ m})$$

$$Q_2 = 120 - 51.36 = \underline{68.64 \text{ t}} \quad (b = 1.8 \text{ m}) \leftarrow \text{Spacing}/2$$

$$M_{max(-M)} = 60(1.775) - 25.4(1.9)^2/2 - 12.33(1.9)^2/6 = \underline{53.233 \text{ m·t}}$$

Ex. III_4

No need to compute $M_{tve\ max}$ since the overhanging span is less than 25% the beam span.

- $d_{shear_1} = \frac{53450}{0.87 \times 120 \times 6} = 85.3$ Cm

- $d_m = 0.315 \sqrt{\frac{5323300}{168}} = 56.1$ Cm

Use pedestal for shear and consider $t = 65$ Cm

$\therefore d = 60$ Cm

Check for shear at section 2:

$$d_{sh_2} = \frac{68640}{0.87 \times 180 \times 6} = 73.0 \text{ Cm} > 60.0 \text{ Cm}$$

Increase d to 75 Cm and use pedestal of 10 Cm at column 1.

Check for punching:

$$Q_{p_1} = 60 - 22.472(0.53)(1.02) = 47.85 \text{ ton}$$

$$Q_{p_2} = 120 - 22.472(0.95)^2 = 99.72 \text{ ton}$$

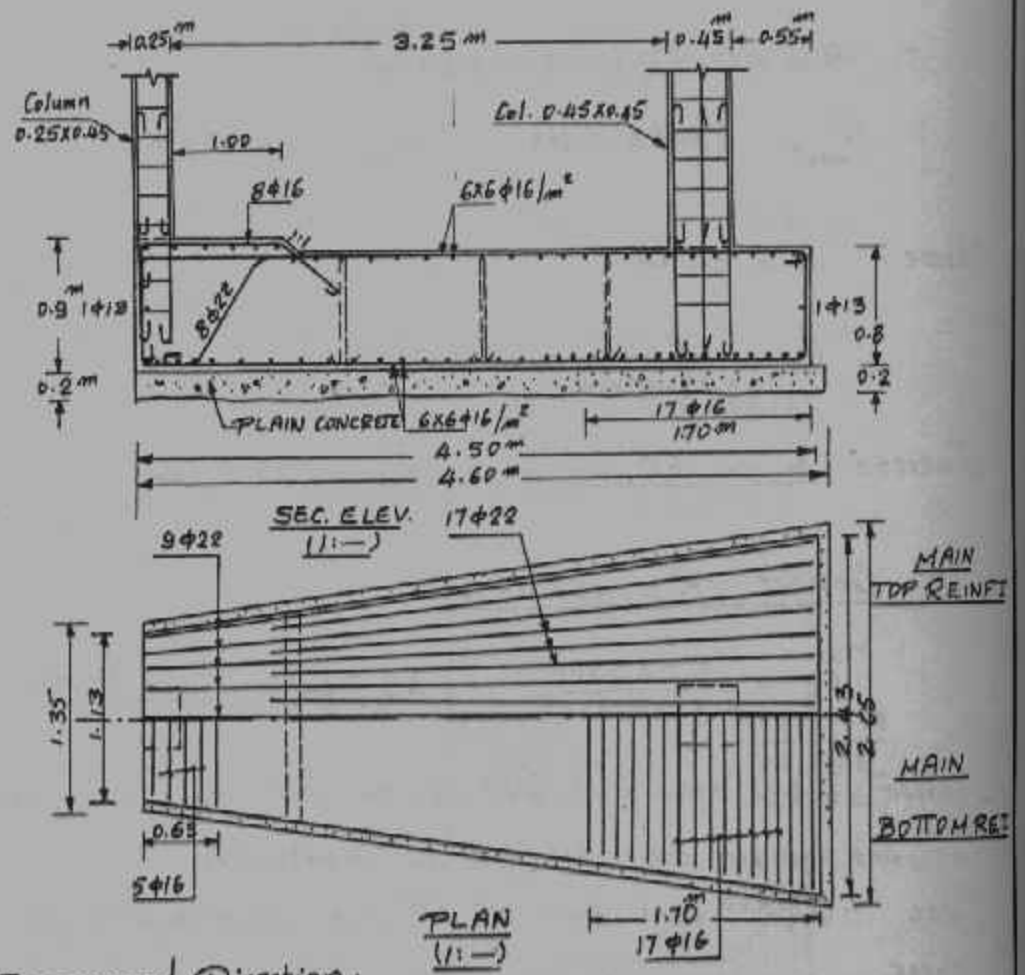
$$q_{p_1} = \frac{47850}{85(208)} = 2.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{p_2} = \frac{99720}{75 \times 4 \times 95} = 3.50 \text{ kg/cm}^2$$

- $A_{s_{tve}} = \frac{5323300}{0.87 \times 1400 \times 75} = 58.3 \text{ Cm}^2$ 16 ϕ 22 mm

- $A_s' = A_{s_{tve}} = 0.15\% A_c = 12 \text{ Cm}^2/\text{m}'$ 6 ϕ 16/m'

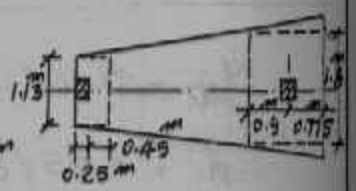
EX. III - 4



Transversed Direction:

$$M_1 = \frac{60}{1.13}(0.375)^2 = 7.5 \text{ m.t}$$

$$M_2 = \frac{120}{1.80}(0.675)^2 = 30.4 \text{ m.t}$$



$$A_{s_1} = \frac{7.5 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 85} = 7.24 \text{ cm}^2/0.7 \text{ m} \quad (4\phi16)$$

$$A_{s_2} = \frac{30.4 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 73} = 34.2 \text{ cm}^2/1.675 \text{ m} \quad (17\phi16)$$

Ex III-5

Using ⊥ section will not affect the plan dimension nor the Loading diagram or maximum shear and moment

$\therefore A = (4.5) \times (1.13/2.43)$ m

$Q_{max} = 68.64$ ton , $M_{max} = 53.233$ m.t

Choose $b = 50$ Cm

$$d_{sh} = \frac{68640}{0.87 \times 50 \times 12} = 131.5 \text{ Cm}$$

Increse b to 60 Cm $\therefore d_{sh} = 109.6$ Cm

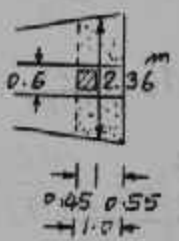
Consider Rib 60 X 115 Cm

$$A_s = \frac{5323300}{0.87 \times 1400 \times 110} = 39.7 \text{ Cm}^2 \quad 11\ \phi\ 22 \text{ mm}$$

- Choose 6 br. stirr. ϕ 10 @ 15 Cm to resist shear near columns and 4 br. stirr. ϕ10 @ 20 Cm in between
- Use 5ϕ 22 bent down at 60° near columns face for shear.

Transversed Direction (slab);

$M_{max} = 22.472 (0.88)^2/2 = 8.7$ m.t/m'



$d = 0.315\sqrt{8700} = 29.4$ Cm

$\therefore t = 35$ Cm $A_s = 24$ Cm^2

12ϕ 16 mm /m'

Ex. III - 6

Let $L_1 = 2.0\,m$ $\therefore e = 0.8\,m$

$S = 6.0\,m$ $\therefore S_1 = S - e = 5.2\,m$

$R_1 = P_1 S / S_1 = \frac{80 \times 6.0}{5.2} = 92.3\,ton$

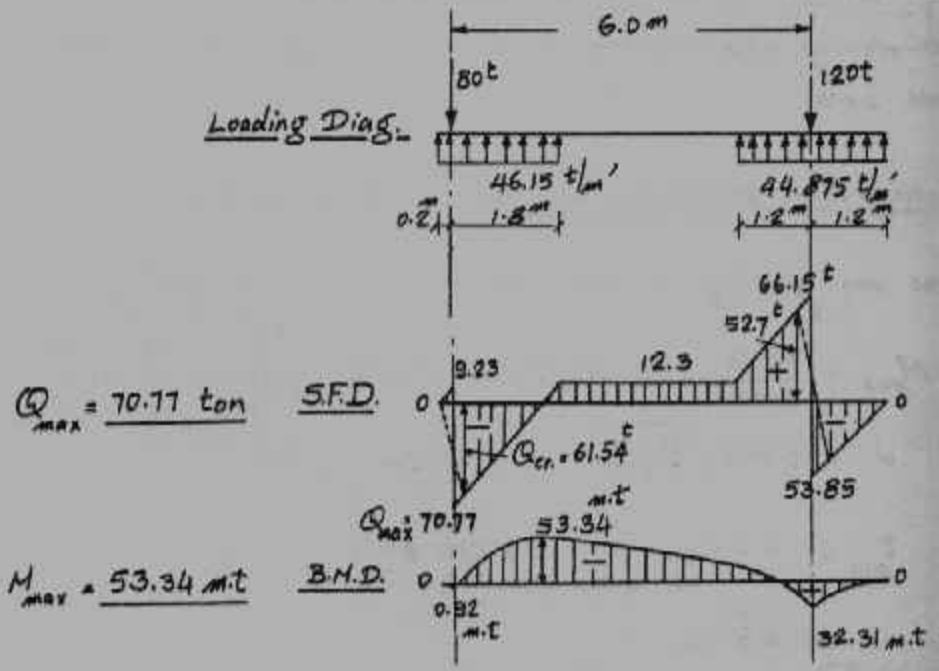
$R_2 = P_1 + P_2 - R_1 = 107.7\,ton$

$R_{2T} = 107.7 / (1 - 2 \times 1.5/25) = 122.4\,ton$

$R_{1T} = 105\,ton$

$A_1 = 105/25 = 4.2\,m$ (2.0×2.1)

$A_2 = 122.4/25 = 4.9\,m$ (2.4×2.1)



Ex. III - 6

Concrete Sections;

a- Cantilever Beam: Let $b = 50$ Cm

After rounding $Q_u = 61.54$ t

For $q_{max} \neq 12.0$ Kg/Cm² $\therefore d_{sh.} = \frac{61540}{0.87 \times 12 \times 50} = 117.9$ Cm

$\therefore$ $h = 125$ Cm , $d = 120$ Cm

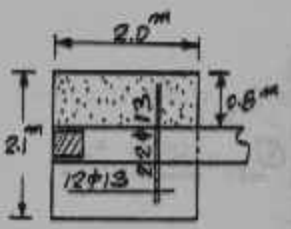
$A_{s_{-ve}} = \frac{5334000}{0.87 \times 1400 \times 120} = 36.5$ Cm² 10 Φ 22

$A_{s_{+ve}} = 22.1$ Cm² 6 Φ 22

- Stirr. 6 br. Φ10 mm @ 15 Cm for one meter from col.s faces, and 4 br. Φ10 mm @ 20 Cm in between columns.
- the rest of shear stress to be resisted by 5 Φ 22 at 60° bent down bars.

b- Footings: (i) Exterior Footing $R_1 = 92.3$ ton

One way footing 2.1 x 2.0 m



$M_{max} = \frac{92.3}{2.1 \times 2.0} \times 2.0 \times 0.8^2/2 = 14.1$ m.t

$d = 0.315 \sqrt{\frac{14.1 \times 10^5}{200}} = 19$ Cm

$t_{min} = b + 5$ Cm (b = Col. side = 40 Cm)

$= 45$ Cm

$A_s = \frac{1410000}{0.87 \times 1400 \times 40} = 29$ Cm² 16 Φ 16

$A_s' = 12$ Φ 13

Ex. III-6

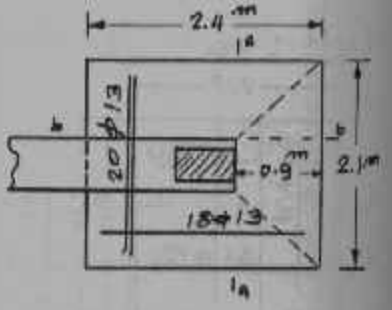
$$Q_b = \frac{92.3}{2.1} \times 0.8 = 35.162 \text{ ton}$$

$$q_b = \frac{35162}{0.87 \times 40 \times 16 A_S} = 12.6 \text{ kg/cm}^2 > 10 \text{ kg/cm}^2$$

Increase thickness to 50 cm ($d = 45$ cm) and use 21 ϕ 13

$$q_b = \frac{35162}{0.87 \times 45 \times 21 \times 4.1} = 10.47 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \text{use } 22\,\phi 13$$

(ii) Interior Footing $\quad R_2 = 107.7$ ton



Sec. a-a

$$Q_b = \frac{107.7}{2.1 \times 2.4}\left[(2 \times 0.9 \times 0.8/2) + (0.5 \times 0.9)\right]$$

$$= 21.37(0.72 + 0.45)$$

$$= 25 \text{ ton}$$

$$M = 21.37(0.72 \times 0.6 + 0.45 \times 0.45) = 13.56 \text{ m.t}$$

Sec. b-b

$$Q_b = \frac{107.7}{2.1} \times 0.8 = 41.03 \text{ ton}$$

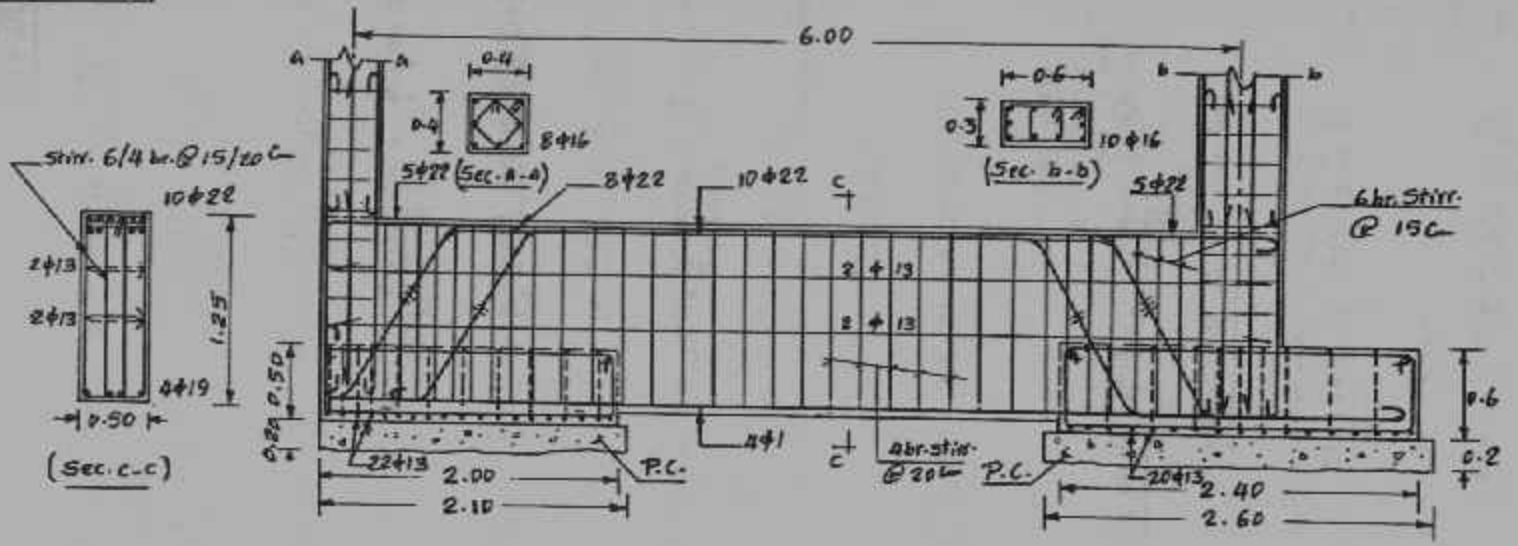
$$M = 16.41 \text{ m.t}$$

– $\quad d = 0.315 \sqrt{\frac{1356000}{50}} = 52$ cm

take $t = 60$ cm $\quad \therefore d = 55$ cm

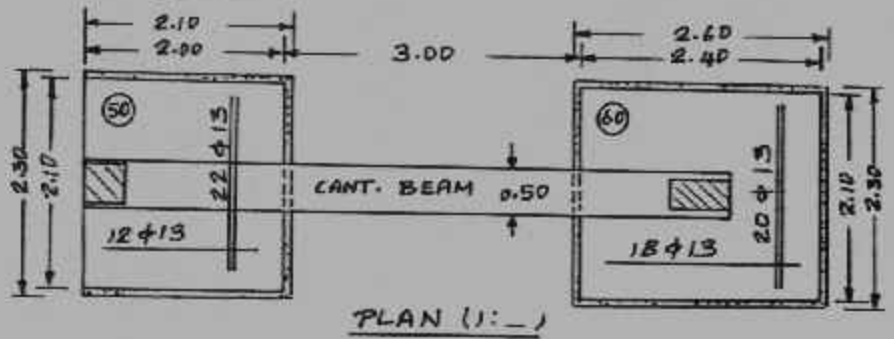
– $\quad A_{s_{b-b}} = 24.5 \text{ cm}^2$ (20 ϕ 13) $\quad A_{s_{A-A}} = 21 \text{ cm}^2$ (18 ϕ 13)

Ex. III - 6



SECTION THR. CANTILEVER BEAM

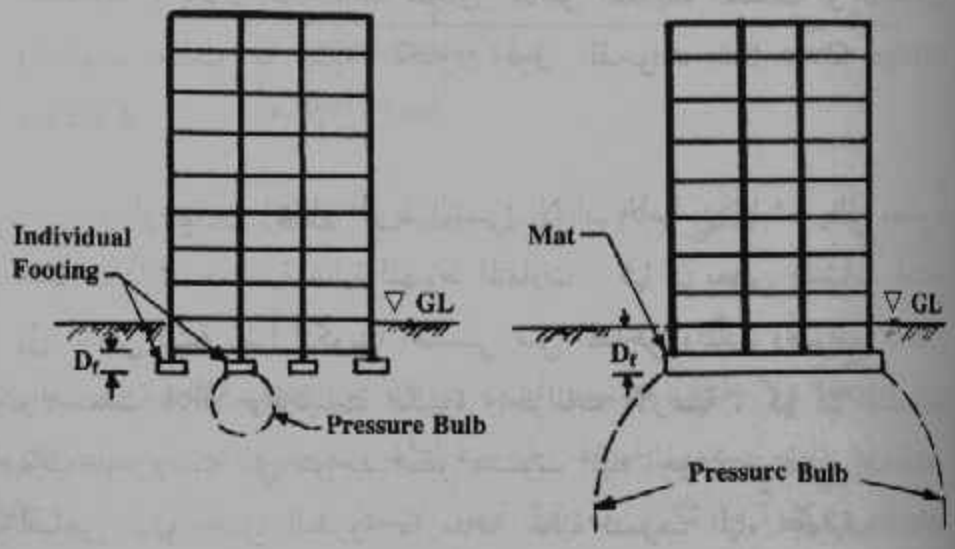
(1 : _)



PLAN (1 : _)

لمنشأ أو المنشأ كله . ويرتكز الأساس اللبشة مباشرة على التربة أو الصخر وإن ارتكز في بعض الأحوال على خوازيق إحتكاك ذات تقسيط متساوٍ في الاتجاهين . وفي معظم الأحوال يكون إستخدام اللبشة كأساس بسبب قلة تحمل التربة ويكون الأساس المشترك للأعمدة ذا مساحة كبيرة وينتج عن ذلك إجهادات أقل على التربة . وعلاوة على ذلك فإن زيادة أبعاد الأساس الجديد غالباً ما يزيد من قدرة تحمل التربة Soil Benymg Capacity وذلك بزيادة الحد الثالث في معادلة قدرة تحمل التربة (معادلة ١٢) بزيادة العرض B من عرض قاعدة عامود (حوالي متران) الى عرض الأساس (حوالي ٢٠ متراً) . إلا أن تلك الزيادة تنمحي إذا ما كانت الطبقات المكونة للتربة طينية ذات زاوية إحتكاك داخلي $\varnothing$ تساوي صفراً وذلك لاختفاء هذا الحد من المعادلة .

إلا أن عمق الأساس عادة ما يزيد للأساس اللبشة على عمق الأساس للأساسات السطحية الأخرى وذلك يمكن ملاحظته من شكل (٣٠) حيث يكون عمق الأساس للقواعد المنفصلة من منسوب أرضية البدروم إلى سطح التأسيس بينما يكون عمق التأسيس للبشة من منسوب سطح الأرض إلى



شكل (٣٠) الأساسات المنفصلة والأساس اللبشة

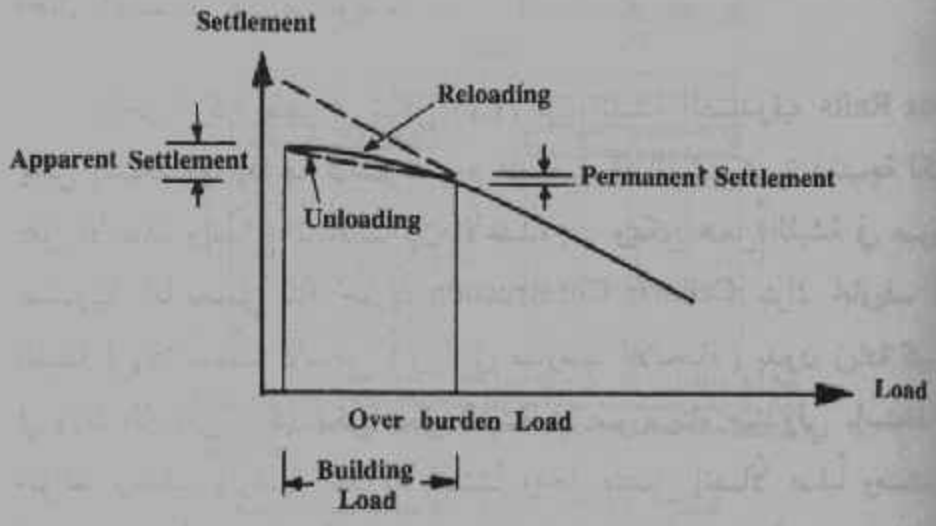
منسوب التأسيس وهو يزيد عن الأول كما هو واضح من الشكل . وبالطبع زيادة D_f يزيد من قيمة الحد الثاني من معادلة (١٢) .

على أن الزيادة في قدرة تحمل التربة يقابلها زيادة في هبوط الأساس اللبشة عن الأنواع الأخرى من الأساسات السطحية وذلك لنفاذ الإجهادات الى عمق أكبر نظراً لكبر انتفاخ الاجهادات Spressure Bulb لكبر عرض الأساس اللبشة عن عرض الأساس المنفصل مما يسبب تُعرض طبقات أسمك وأكثر للاجهادات وبالتالي للانضغاط في حالة اللبشة . إلا أن هذا الهبوط غالباً ما يكون أكثر إنتظاماً من ذلك المصاحب للقواعد المنفصلة المتفاوتة الأحجام في أكثر الأحوال .

وتستخدم اللبشة في حالة التربة المتباينة الخواص مثل إحتوائها على جيوب لينة وأخرى صلبة أو عندما تكون التربة من صخور ذات مناطق مفتتة وأخرى بحالة جيدة وأيضاً تستخدم اللبشة عند وجود تكهف وقنوات ذائبة في أرض مكونة من حجر جيري . ويكون إستخدام اللبشة في تلك الأحوال لمساواة الهبوط الغير متساوي في حالة إستخدام الأنواع الأخرى من الأساسات السطحية أو يكون إستخدامها لتجاوز المناطق الشديدة الضعف أو الفجوات والتكهف وذلك بما يشبه الكبارى فوق الفجوات Bridge Over the Cavities .

وبالرغم من إنتظام التربة النسبي إلا أن الأساس اللبشة يظل مطلوباً لمنشآت ذات حساسية عالية للهبوط المتفاوت . كما أن بعض المنشآت تحتاج إلى أساس لبشة نظراً لتكوينها الهندسي مثل المداخن والمآذن وصوامع الغلال والأسمنت Silos والماكينات الكبيرة والخزانات الأرضية . كما أن المنشآت ذات البدرومات التي تتواجد أسفل منسوب المياه الجوفية يستدعي إستخدام أساسي لبشة لجعل البدروم ذا مناعة عالية لتسرب المياه الجوفية Water tight . .

ويمكن الاستفادة إلى أقصى درجة من الأساس اللبشة في حالة التربة المكونة من طبقات لينة ذات إنضغاطية عالية بإستخدام ما يسمى باللبشة الطافية Floating Raft ونظرية إستخدام ذلك النوع من الأساس تتلخص في قطع حجم من التربة ذا وزن يكافىء وزن المنشأ (أو جزء من وزن المنشأ) بحيث يقل الهبوط الناتج إلى الدرجة المطلوبة أو المقبولة . ويلاحظ هنا أن منع الهبوط نهائياً لا يمكن تحقيقه عملياً وذلك لوجود دوره رفع الحمل وإعادته مما يسبب هبوط ظاهري نتيجة إعادة التحميل Reloading Cycle بالإضافة إلى هبوط دائم مطلق نتيجة إنحراف منحنى الهبوط التحميل ـ إعادة التحميل عند نقطة حمل التربة الأصلي Overburden Load كما يظهر في شكل (٣١) .



شكل (٣١) الهبوط المصاحب للبشة الطافية

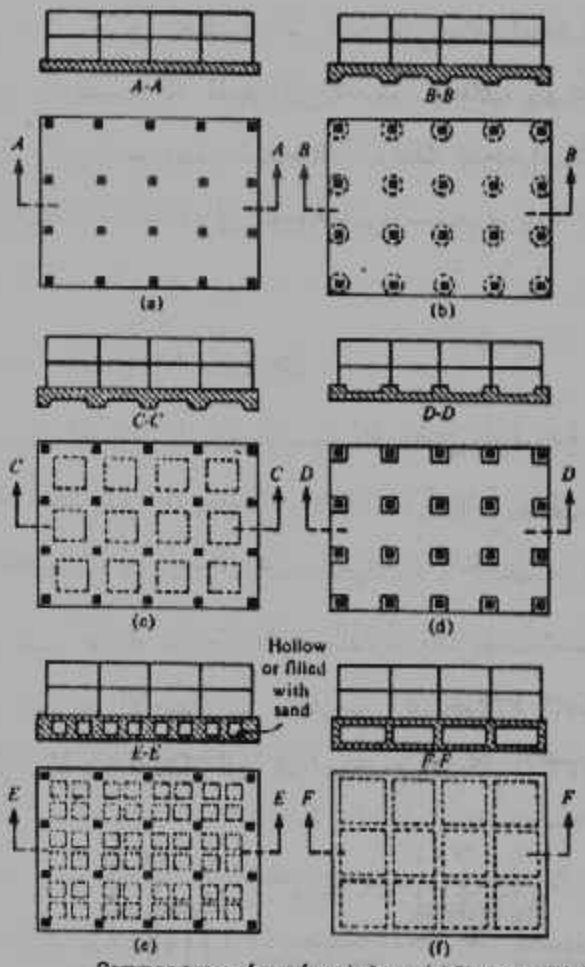
هذا ولا يختلف تصميم اللبشة الطافية عن تصميم اللبشة العادية وإن زاد عن ذلك تصميم الحوائط الخارجية للأدوار السفلية لتحمل ضغط التربة الجانبي وكثيراً ما تكون معرضة أيضاً لضغط هيدروستاتيكي إذا ما كان منسوب المياه الجوفية قريباً من سطح الأرض .

أنواع اللبشة Types of Rafts

اللبشة المثالية True Mat هي سقف خرساني منتظم السُمك في جميع أجزائه كما يظهر في شكل (٣٢) . ويكون هذا النوع مناسباً جداً عندما تكون أحمال الأعمدة خفيفة إلى متوسطة وتقسيطها متقارب وصغير نسبياً وفي صفوف شبه مستقيمة . ويمكن زيادة سُمك اللبشة أسفل الأعمدة ذات الأحمال الكبيرة لمقاومة القص (الإختراق) وعزم الانحناء السالب . ويستخدم السقوط Pedestal تحت أحمال الأعمدة الكبيرة اما أسفل اللبشة أو أعلاها . وحين يكون عزم الإنحناء مرتفعاً لكبر المسافات بين الأعمدة فإن زيادة في السُمك في صورة شرائح ممتدة بين الأعمدة يكون مطلوباً وخاصة إذا ما كانت أحمال الأعمدة غير متساوية .

وأخيراً وكما يظهر في شكل (٣٢) فإن اللبشة الصندوقية Box Rafts يمكن إستخدامها إذا ما كانت العزوم المعرضة لها اللبشة كبيرة (نتيجة لكبر حمل الأعمدة وإتساع المسافات بين الأعمدة) . ويمكن عمل اللبشة في صورة صندوقية اما بعمل بناءً خلوياً Cellnlar Construction بترك تجاويف في اللبشة لزيادة سُمك الأساس (وبالتالي مقاومتها للانحناء) بدون زيادة كبيرة في وزن الأساس . كما يمكن عمل اللبشة في صورة بناء صندوقي بإستخدام حوائط وسقف وأرضية البدروم كمنشأ واحد متصل إتصالاً صلباً ومستمراً لتحمل قوى أعمدة المنشأ . وتعمل الحوائط في ذلك النوع كأعصاب Webs والبلاطات (سقف وأرضية البدروم) كشفة علوية وسفلية على الترتيب Flanges .

والنوع الصندوقي عادة ما يسلك سلوك المنشئات الصلبة Rigid Structure من حيث تقليل فارق الهبوط إلى أدنى حد مما يتسبب في توزيع الأحمال إلى التربة بالتلامس Contact Pressure بشكل مخالف للتوزيع المنتظم الغالب إستخدامه في تصميم الأساسات .



Common types of mat foundations. (a) Flat plate; (b) flat plate thickened under columns; (c) two-way beam and slab; (d) flat plate with pedestals; (e) cellular construction; (f) basement walls as rigid frame.

شكل (٣٢) أنواع الأساسات اللبشة

إتزان وهبوط الأساس اللبشة

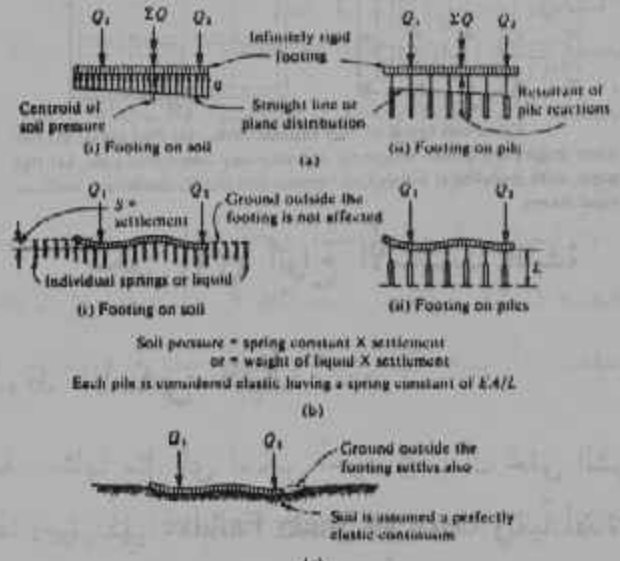
اللبشة ـ مثلها مثل أي أساس آخر ـ يجب أن تحقق الشرطان التاليان : ألا يحدث لها إنهيار كُلي Over all Shear Failuve وثانياً ألا تتسبب في هبوط كبير Excessive Settlement . واللبشة المُشيدة على تربة رملية عادة ما تكون ثابتة ولا يحدث مشاكل مع إتزان وهبوط اللبشة . وعند التأسيس على تربة طينية فيجب دراسة إجهادات القص في عمق الطبقات للتأكد من إتزان

الطبقات . وفي حال تواجد طبقات غير آمنة فإن زيادة أبعاد اللبشة لن تفيد كثيراً في تحسين الموقف وقد نلجأ إلى اللبشة الطافية أو تحسين خواص الطبقات الطينية بالتصليب Consolidation وذلك بتحميل الموقع لمدة زمنية كافية لتغيير نسبة الفراغات e إلى القيمة التي تسمح بزيادة التماسك c إلى القيمة المطلوبة .

تصميم اللبشة Design Methods

تصنف طرق تصميم اللبشة بالنسبة للفروض الموضوعة في التصميم . الطريقة الصلبة للتصميم Rigid method of design والتي تعتبر الطريقة التقليدية في التصميم قد بنيت على الفرضين التاليين :

١ - اللبشة تعتبر صلبة بدرجة عالية بالمقارنة بالتربة الملامسة لها مما يؤدي إلى أن توزيع الإجهادات بالتلامس Contact Pressure لا يتأثر بالتشكل المرن للبشة كما هو موضح بشكل (٣٣) .



Design methods. (a) Rigid method (conventional); (b) simplified elastic foundation; (c) elastic method (true elastic continuum).

شكل (٣٤) طرق تصميم اللبشة

٢ - توزيع ضغط التلامس بين التربة واللبشة توزيع مستقيم حيث تنطبق محصلة مُجسم الإجهادات على محصلة الأحمال من المنشأ (محصلة الأحمال تشمل وزن اللبشة) كما هو موضح بشكل (٣٣) . وفي حالة التأسيس على مجموعة من خوازيق الاحتكاك فإن توزيع الأحمال في الخوازيق يكون توزيعاً خطياً ليعطي محصلة منطبقة على محصلة الأحمال الخارجية .

والطريقة المرنة المبسطة Simplified elastich method قد بنيت على الفرض أن التربة أسفل اللبشة مكونة من عدد لا نهائي من الياءات المرنة Elastic Springs حيث لا تتأثر بعضها ببعض . وقيمة ثابت الياي يساوي قيمة ثابت التربة المرن Subgrade Reaction of Soil .

ويعرف ثابت التربة المرن بأنه وحدة الضغط اللازمة لإحداث هبوط مساوٍ للوحدة لقاعدة منفصلة Spread Footing . وفي حالة اللبشة المؤسسة على خوازيق فإن كل خازوق يعتبر ياي له ثابت مرونة مساوٍ للقيمة EA/L حيث E هو معامل المرونة لمادة الخازوق وA متوسط مساحة مقطع الخازوق وL الطول الفعال Effective Length للخازوق والذي يعتبر الطول الكلي لخازوق الإرتكاز - Point Bearing Pile ونصف طول خازوق الإحتكاك Friction Pile .

والطريقة المرنة Elastic Method والتي تعتبر التربة وسط مرن حقيقي True Elastic Continuum هي ثالث الطرق الموضحة بشكل (٣٤) . وفيها يحدث تفاعل استاتيكي بين اللبشة والتربة المحيطة والمحتوية للأساس . ولحل اللبشة بتلك الطريقة يلزم إستخدام طرق رقمية حسابية متطورة مثل طريقة العناصر المحددة Finit Element أو طريقة الفروق المحددة Finit Differance وإستخدام الحاسبات الاليكترونية هنا يكون ضرورياً .

تصميم اللبشة بالطرق التقليدية Rigid Methods

تتلخص تلك الطريقة في حساب محصلة قوى الأعمدة R ونقطة تأثير تلك القوة وتحديد إنحرافها عن مركز اللبشة . فإن وجد إنحراف لزم حساب اللامركزية حول المحاور الرئيسية للبشة ex ، ey ومنها نحسب M_x ، M_y المؤثرة على اللبشة بإعتبار اللبشة جسماً صلباً يتحرك كوحدة واحدة تحت تأثير العزوم والمحصلة R . ونحسب توزيع الاجهادات تحت أركان اللبشة الأربعة من المعادلة المشهورة .

$$f = \frac{R_t}{A} \pm \frac{M_x}{Z_x} \pm \frac{M_y}{Z_y} \qquad (39)$$

Where

f = Contact Pressure Under a Corner

R_t = Total resultant of column Loads plus raft Own Weight (Let raft thickness colum's spacing / 7)

A = Plan area of the raft, figure (35)

$= B.L$

$M_x = ey.R$

= moment of column Louds about axis x-x

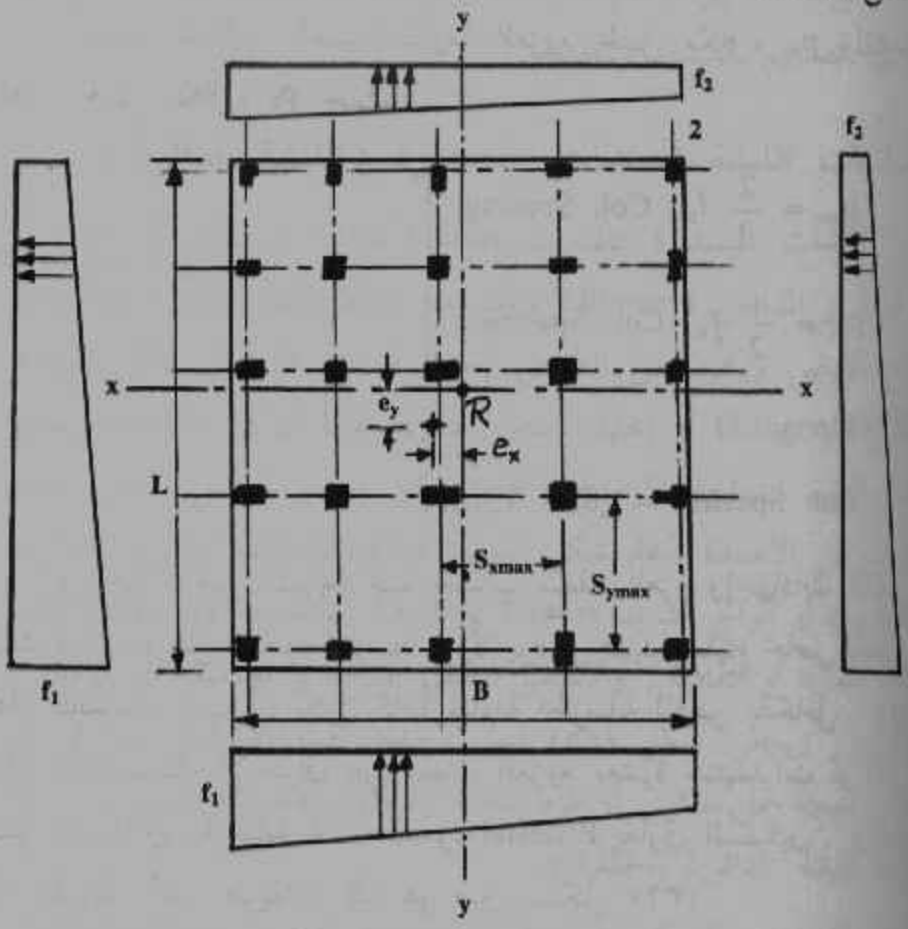
$M_y = ex.R$

= moment of column Loads about axis y-y

$Z_x = BL^2/6$ and $Z_y = LB^2/6$

ويتبع ذلك مقارنة أقصى إجهاد f_1 مع مقاومة التربة المسموح لها q_{all} . فإن كانت الإجهادات في حدود المسموح به إنتقلنا إلى التصميم للقطاعات الخرسانية وإن لم تكن الإجهادات تحت اللبشة آمنة يغير عمق

التأسيس للوصول إلى قيم أعلى لمقاومة التربة أو نقوم بزيادة قيم B ، L إن أمكن ذلك .



شكل (٣٥) توزيع الاجهادات أسفل لبشة

تصميم القطاعات الخرسانية يبدأ في حالة اللبشة المسطحة Flat raft بإختيار عمق الإختراق d_p وذلك بفرض سُمك اللبشة حوالي سُبع بحر الأعمدة بين المحاور (يؤخذ متوسط أكبر بحرين في إتجاهي x ، y) . يتبع ذلك حساب عزم الإنحناء وقوى القص كبلاطة مسطحة Flat Slab . وعند التصميم يهمل تأثير إنحراف المحصلة وتعتبر فقط قيمة الضغط الخالص f_n حيث

$$f_n = \frac{R}{A} = \frac{\Sigma \text{ Column Loads}}{L.B}$$

وتصمم شرائح الأعمدة لمقاومة العزوم لحمل مكافىء p_m ولمقاومة القص لحمل مكافىء p_s حيث :

$$\left.\begin{aligned} p_m &= \frac{2}{3} f_n . \text{ Col. Spacing} \\ p_m &= \frac{1}{2} f_n . \text{ Col. Spacing} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (40)$$

Where

$$\text{Col. Spacing} = (S_x + S_y)_{max\ 2}$$

ويؤخذ عرض الشريحة عند حساب سُمك العزم وإجهادات القص ثلاث مرات عرض العامود المتوسط . ولا يوضع حديد تسليح خاص للقص وعليه فالسُمك يجب أن يكون كافياً لمقاومة الخرسانة للقص بالكامل . وفي حالة زيادة سُمك الإختراق عن سمك العزوم بعشرة سنتيمترات أو أكثر يُعمل هبوط في الخرسانة تحت العامود Pedestal بفارق السُمكين . وينفذ هذا الهبوط بأحد طريقتين كما هو مبين بشكل (٣٢) .

ولا يحسب عادة تسليح لشرائح الوسط Middle Strips ويؤخذ تسليح علوي وسفلي متساوي في الاتجاهين بنسبة ٠,٥٪ من مساحة القطاع الخرساني يوزع بالتساوي كتسليح علوي وسفلي وذلك للاتجاه الواحد . ويؤخذ مثله للاتجاه العمودي ويمد التسليح داخل شرائح الأعمدة إلى ما بعد خط محاور الأعمدة بحيث يغطي تسليح شرائح الوسط بعضه من الاتجاهين . وسوف يوضح ذلك في الأمثلة المحلولة والرسومات التفصيلية المصاحبة لتلك الأمثلة .

ولا يختلف تصميم قطاعات اللبشة ذات الأعصاب ـ Beams and

عن تصميم بلاطة عادية ذات إتجاهين Two-Way Slab or Ribbed Raft تنقل أحمالها إلى الكمرات Ribs وتكون كثافة الأحمال هنا هي f_n كما ورد في تصميم اللبشة المسطحة .

الأساسات اللبشة للمنشآت المستديرة (اللبشة الدائرية)

المنشآت المستديرة كالمنارات Light houses أو المآذن أو الخزانات الأرضية أو المداخن Chimneys والصوامع Silos تأخذ شكلاً دائرياً قرب سطح الأرض ويكون من الطبيعي إختيار أساس لها يماثل شكل الدائرة كالمثمن Octagonal أو إختيار أساسي دائري تماماً كما في حالات خزانات المياه والوقود الدائرية الأرضية . أيضاً يمكن إختيار أساسي حلقي لعدد متقارب من الأعمدة تأخذ شكل الدائرة كما في المنشئات القشرية الدائرية (القباب) أو أبراج التبريد Cooling Towers المستخدمة في محطات توليد الطاقة الذرية أو العادية . والأساس الحلقي يقترب في تصميمه من الأساس الدائري . ويعطي شكل (٣٦) قيم الاجهاد تحت الأساس الدائري أو الحلقي نتيجة حمل مركزي أو عزم إنحناء (ويكون مجموع الحالتين هو الحالة العامة للبشة الدائرية /الحلقية) .

هذا ويعطي الشكل أيضاً حلاً لقيم العزوم القطرية Radial moments M_r والمماسة Tangential M_t وكذلك القص القطري والمماس Q_r and $Q\propto$ كما يعطي حلاً لعزم اللي $M_{r\propto}$ نتيجة للعزم الخارجي M وذلك كما وضعه باير (Beyer, 1956) ويلاحظ أن تلك القيم قد حسبت للمتر الطولي من القطاع المدروس . كما أن اللبشة قد أفترض أنها صلبة Rigid Raft .

$\rho = \frac{r}{a}$ $\beta = \frac{b}{a}$

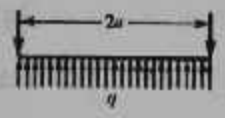
μ = Poisson's ratio

$\phi_0 = 1-\rho^4$ $\phi_1 = 1-\rho^2$ $\phi_2 = \rho^2 \log_e \rho$ $\phi_3 = \log_e \rho$ $\phi_4 = \frac{1}{\rho^2}-1$

q = uniform bearing pressure

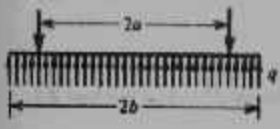
M_r = radial moment M_t = tangential moment

Q_r = shear per linear foot of circumference



$$M_r = \frac{qa^2}{16}(3+\mu)\phi_1 \qquad M_t = \frac{qa^2}{16}[2(1-\mu)+(1+3\mu)\phi_1]$$

$$Q_r = \frac{a}{2}\rho \cdot q_r$$



$$k_1 = 2(1-\mu)+(1+3\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \log_e \beta$$
$$k_2 = 2(1-\mu)-(3+\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \log_e \beta$$

For $\rho < 1$

$$M_r = \frac{qa^2}{16}[k_1 - (3+\mu)+(3+\mu)\phi_1]$$

$$M_t = \frac{qa^2}{16}[k_1 - (1+3\mu)+(1+3\mu)\phi_1]$$

$$Q_r = q\frac{a}{2}\rho$$

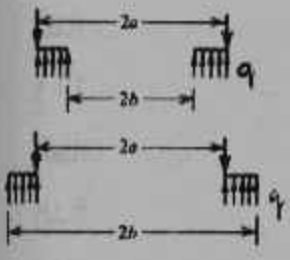
For $\rho > 1$

$$M_r = \frac{qa^2}{16}[k_1 - (3+\mu)+(3+\mu)\phi_1 - 2(1-\mu)\beta^2\phi_4 + 4(1+\mu)\beta^2\phi_3]$$

$$M_t = \frac{qa^2}{16}[k_1 - (1+3\mu)+(1+3\mu)\phi_1 + 2(1-\mu)\beta^2\phi_4 + 4(1+\mu)\beta^2\phi_3]$$

$$Q_r = \frac{q}{2}a\left(\frac{\beta^2}{\rho}-\rho\right)$$

(ϕ_0 and ϕ_1 are negative when $\rho > 1$)



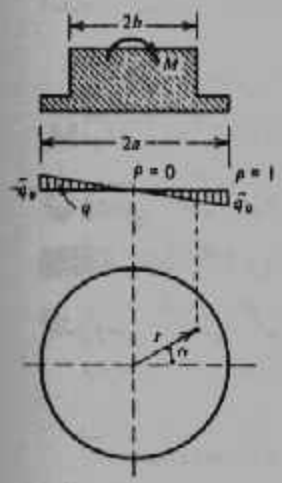
$$k_1 = (3+\mu)+4(1+\mu)\frac{\beta^2}{1-\beta^2}\log_e \beta$$

$$k_2 = (3+\mu)-4(1+\mu)\frac{\beta^2}{1-\beta^2}\log_e \beta$$

$$M_r = \frac{qa^2}{16}[(3+\mu)\phi_1 - \beta^2 k_1\phi_4 + 4(1+\mu)\beta^2\phi_3]$$

$$M_t = \frac{qa^2}{16}\{(1+3\mu)\phi_1 + \beta^2 k_1\phi_4 + 4(1+\mu)\beta^2\phi_3 + 2(1-\mu) - 2\beta^2[2(1-\mu)-k_1]\}$$

$$Q_r = q\frac{a}{2}\left(\rho - \frac{\beta^2}{\rho}\right)$$



$$k_1 = 3+\mu+(1-\mu)\beta^4$$
$$k_2 = 4(2+\mu)+(1-\mu)(3+\beta^4)\beta^2$$
$$k_3 = 4(2+\mu)\beta^4 - (3+\mu)(3+\beta^4)\beta^2$$

$$\bar{q}_0 = \frac{4M}{\pi a^3}$$

$$M_r = \frac{\bar{q}_0 a^2}{48k_1}\{(5+\mu)k_1\rho^3 - (3+\mu)k_2\rho + 3(1+\mu)k_1\rho^{-1} - (1-\mu)k_3\rho^{-3}\}\cos\alpha$$

$$M_\alpha = \frac{\bar{q}_0 a^2}{48k_1}\{(1+5\mu)k_1\rho^3 - (1+3\mu)k_2\rho + 3(1+\mu)k_1\rho^{-1} + (1-\mu)k_3\rho^{-3}\}\cos\alpha$$

$$M_{r\alpha} = \frac{\bar{q}_0 a^2}{48k_1}(1-\mu)\{k_1\rho^3 - k_3\rho + 3k_1\rho^{-1} + k_3\rho^{-3}\}\sin\alpha$$

$$Q_r = \frac{\bar{q}_0 a}{24}\left(8\rho^2 - 2\frac{k_2}{k_1} - 3\rho^{-2}\right)\cos\alpha$$

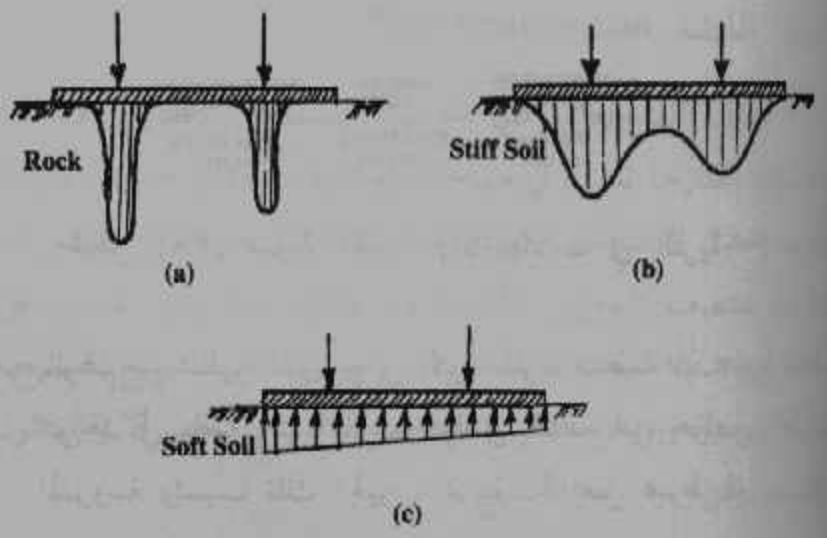
$$Q_\alpha = \frac{\bar{q}_0 a}{24}\left(3\rho^3 - 2\frac{k_2}{k_1}\rho + 3\rho^{-1}\right)\sin\alpha$$

Equations for analysis of circular foundations.

شكل (٣٦) تصميم اللبشة الدائرية

إعتبارات عامة :

عند تأسيس منشأ على تربة شديد الصلابة بإستخدام أساس لبشة فإن توزيع الاجهادات المتلامسة Contact Stresses يكون كما في شكل (٣٧) حيث يكون رد الفعل من التربة محصوراً تقريباً في مناطق الأعمدة وعليه لتكون اللبشة معرضة لإجهادات داخلية بسيطة نظراً لصغر كثافة الحمل بين الأعمدة . أما إذا ما أسُس المنشأ على لبشة فوق تربة صلبة Stiff Soil فإن التوزيع لا يكون منتظماً بحال . ويكون التوزيع في تلك الحالة متموجاً بكثافة أكبر تحت الأعمدة وأقل بين الأعمدة . ويكون التصميم بإستخدام نظريات المرونة أكثر إقتصاداً من التصميم بالطرق التقليدية بفرض اللبشة صلبة بالمقارنة بالتربة . وأخيراً إذا ما أسُس المنشأ على تربة لينة Soft Soil (كما هو الحال في معظم الأحوال عند إستخدام اللبشة) فإن التوزيع يقترب من الخط المستقيم السابق فرضه عند تصميم اللبشة بالطرق التقليدية .

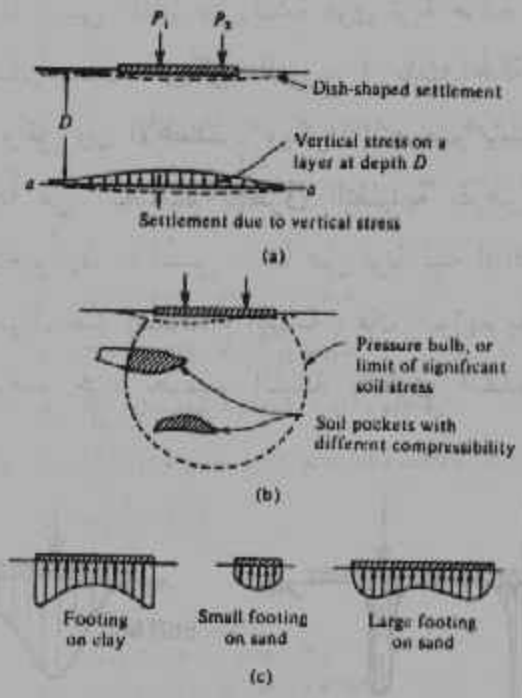


شكل (٣٧) ضغط التماس تحت اللبشة

وبصرف النظر عن الطريقة المتبعة في التصميم فإن الاجهادات سوف

تختلف عن تلك المحسوبة للأسباب التالية ، شكل (٣٨) :.

١ ـ عند التأسيس على طبقة منضغطة (سواء كانت سطحية أو تحتية) فإن اجهادات التماس تعطي قيمة عالية عند الحواف ومع ذلك لا يمنع هذا التوزيع من حدوث هبوط بشكل الطبق Dish-Shaped كما هو موضح بالشكل .



شكل (٣٨) هبوط اللبشة والاجهادات في التربة

٢ ـ بالرغم من المظهر الذي يوحي بكون التربة منتظمة فإن جيوباً عادة ما تتواجد في باطن التربة ذات خواص مختلفة عن خواص الطبقات المدروسة وتسبب تلك الجيوب غريبة الخواص هبوط غير متساوٍ .

٣ ـ الأساسات السطحية عموماً تكون معرضة لضغط تلامس مختلف عن الفرض المستخدم بكونه منتظماً مما يؤدي إلى اختلاف الاجهادات الحقيقية عن المحسوبة .

وبذلك يصبح من الجلّي أنه بصرف النظر عن الطريقة التي تتبع في التصميم فإن كمية زائدة من التسليح يجب إستخدامها في اللبشة (علوي وسفلي) لمقاومة أية إجهادات غير محسوبة . كما أن القطاع يجب أن يحقق حدوداً دُنيا لنفس السبب .

أما عن التشكل المقعر Dishing نظراً لوجود طبقات تحتية منضغطة فإن حسابه بواسطة طرق الهبوط يكون ضرورياً لدراسة الاجهادات الإضافية إذا ما زاد هذا التقعر عن حد معين ويحسب التقعر بنسبة نصف قطر التقعر إلى سُمك اللبشة . هذا وتختلف المواصفات في تقدير النسبة المقبولة للتقعر وإن كان من الأفضل دائماً أن تزيد هذه النسبة .

ومن المثير أن نشير هنا أن ضغط التماس بين لبشة وتربة طينية لينة قد يتغير مع الزمن كما أوجد تنج (Teng-1949) مما يستدعي تصميم اللبشة لأسوأ حالة مرتقبة من حالات ضغط التماس .

تشييد اللبشة The Construction

تشيد اللبشة دائماً من الخرسانة المسلحة . ولتقليل الانكماش فإن الخرسانة الطازجة تصب في مساحات صغيرة ـ عادة في حدود ١٠م × ١٠م . ويجب إختيار الوصلات Construction Joints عند أماكن القص المنخفضة (قرب منتصف البحرين الأعمدة) . وتترك فترة زمنية تقدر بحوالي ٢٤ ساعة بين صب المساحات المتجاورة . ويجب أن تكون أسياخ التسليح مستمرة خلال الوصلة وإذا لزم الأمر عمل وصل للأسياخ فيجب ألا يقل طول وصلة الأسياخ عن ٥٠ قطر السيخ .

والقطاع الخرساني يجب أن يكون قوياً بالدرجة التي تسمح بنقل قوى القص خلال الوصلة . ويتم ذلك بعمل مفتاح عند الوصلة Shear Key ويصمم هذا المفتاح ليقاوم القيم القصوى للقص ويشكل بحيث يشغل

المفتاح الثلث الأوسط من القطاع . وإن لزم الأمر ينصح بزيادة سُمك اللبشة عند الوصلات .

كذلك يتم زيادة سُمك اللبشة عن الحواف لحمل الحوائط وأية أحمال مركزة أخرى لتشكل ما يشبه الكمرة . وينصح بأن تكون تلك الكمرة أسفل منسوب خط التجمد Frost Line إذا ما كان المنشأ مُشيد في مناطق باردة حتى لا يتسبب إنتفاخ التربة بالتجمد في تصدع حواف اللبشة . فإذا ما كان خط التجمد عميق نسبياً فإنه يمكن حماية الكمرة المكونة لحافة اللبشة بعمل ترتيبات خاصة لصرف المياه الأرضية أو السطحية بعيداً عن المنشأ بردم تربة خشنة (تحتوي على أقل من ٣٪ من حبيبات أصغر من ٠,٠٢مم بالوزن) مباشرة بجوار الأساس مما يبعد خطر التجمد ما يتبعه من إنتفاخ عن اللبشة .

ويجب لفت الانتباه هنا أن اللبشة الخرسانية المسلحة لا تؤسس مباشرة فوق التربة (سواء كانت التربة جافة أو مبللة) بل يجب صب طبقة من الخرسانية العادية بسُمك لا يقل عن ٥٠سم وذلك لأسباب عديدة منها سهولة التحرك في الموقع ورص الحديد وتشكيل الهبوط تحت الأعمدة (إذا لزم الأمر ومنع المياه الجوفية من غسل خرسانة الأساس . ويراعي هنا أن منسوب الأساس في تلك الحالة عند حساب قدرة تحمل التربة هو المنسوب السفلي للخرسانة العادية .

وفي التربة اللينة المغمورة بالمياه الجوفية عند منسوب التأسيس لا تكون الخرسانة العادية كافية لتجهيز الموقع للبشة المسلحة بل يجب في تلك الحالة دك دقشوم (كتل صغيرة إلى متوسطة من الحجر الجيري) على الناشف بسُمك قد يصل الى نصف متر قبل صب الخرسانة العادية وذلك لمنع هروب الخرسانة في التربة اللينة ولمنع غسل الخرسانة وإنفصال مكوناتها بفعل المياه الجوفية . ولكن عند حساب قدرة تحمل التربة يؤخذ المنسوب الذي تحسب عنده q_u من أسفل منسوب الخرسانة العادية (المنسوب العلوي للدقشوم

المدكوك) مع إعتبار خواص التربة الطينية اللينة وليست خواص الدقشوم في حسابات قدرة تحمل التربة .

أمثلة محلولة للأساسات اللبشة :

١ ـ صمم أساس لخزان مياه علوي ينقل أحمالاً متساوية للأعمدة الخمسة والعشرون (٥ صفوف بتقسيط ٤,٠٠ متر من المحور إلى المحور) . حمل العامود ٨٠,٠٠ طن عند سطح الأرض . معطى منسوب التأسيس على عمق ١,٠٠ متر من سطح الأرض وقدرة تحمل التربة الخالصة ٠,٦٢٥ كجم/سم٢ . الأعمدة ٤٠ × ٤٠ سم وتسليح ٨ ∅ ١٦ . اعتبر في التصميم اللبشة المسطحة واللبشة ذات الأعصاب Flat and Ribbed Rafts .

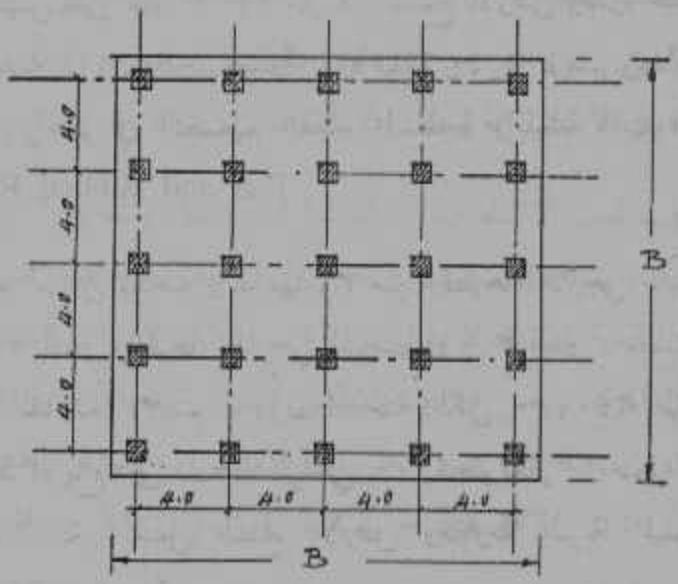
٢ ـ صمم أساس لمدخنة إرتفاعها ٣٦ متراً وقطرها الخارجي عند القاعدة ٥,٣٠ أمتار وقطرها الخارجي المتوسط ٣,٠٠ أمتار . سُمك الحائط عند القاعدة ٣٠سم . وزن المدخنة الكلي ٢٤٠,٠٠ طن وكثافة ضغط الرياح على المسقط الرأسي ١٠٠كجم/متر٢ . عمق التأسيس ٢,٠٠ متر أسفل سطح الأرض ومقاومة التربة المسموح بها ٢,٠٠كجم/سم٢ .

٣ ـ صمم أساس لمبنى سكني يتكون من وحدات يفصلها حوائط خرسانية Shear Walls إذا كانت الوحدات عرضها ٤,٥٠ متر من محور الحائط إلى محور الحائط ويتوسط المبنى ممر بعرض ٢,٠٠ متر والعرض الكلي للمبنى (وحدتان وممر) ٢٠,٠٠ متر وعدد طوابق المبنى خمسة عشر طابقاً بالاضافة الى دور أرض وبدروم . عمق الأساس ٣,٥٠ متر ومقاومة التربة المسموح بها ٢,٠٠ كجم/سم٢ .

Ex.IV-1

Design the foundation of an elevated water tank transm. equal loads for all 25 columns (5 raws 4.0 m c-c) with col. load of 80 ton at ground level. Given that the F.L. is 1.0 meter below G.L. and $q_{all_{net}} = 6.25\ t/m^2$. Columns are 40x40 (8Φ16). Give the two flexible raft solution to the problem.

Solution



General Plan

The raft foundation has chosen here since the sum of footing areas for all columns is going to cover more than 75% of the total plan.

$$\Sigma P_c = 25 \times 80 = 2000 \text{ ton}$$

$$\therefore A_{total} = \frac{\Sigma P_c}{q_{all_{net}}} = \frac{2000}{6.25} = 320\ m^2$$

$$\therefore B = 18\ m$$

Ex IV-1

1st Ribbed Raft :

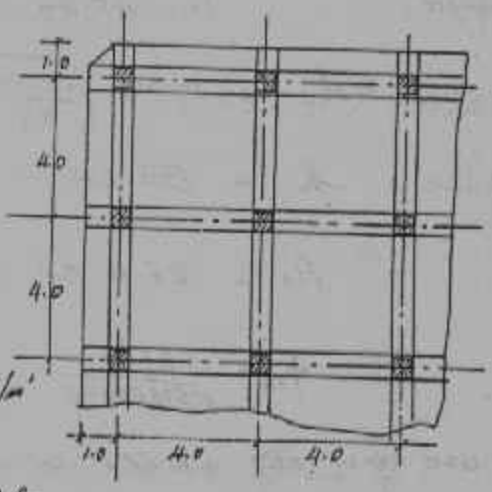
* Slab design

$M_1 = M_2 = \frac{w S^2}{10}$

where $w = f_{net}/2$

$f_{net} = \frac{2000}{18 \times 18} = 6.16\ t/m^2$

$\therefore w = 3.08\ t/m^2$



$M = \frac{3.08 \times 4^2}{12} = 4.1\ m.t/m'$

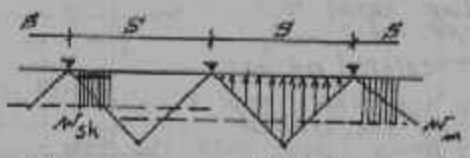
$d = 0.315 \sqrt{\frac{4.1 \times 10^5}{100}} = 20\ Cm$

$\therefore$ Slab thickness $= 25\ Cm$

$A_{s_1} = A_{s_2} = \frac{4.1 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 21} = 16.0\ Cm^2$ $\quad$ $8\phi 16/m'$

Consider top & bottom mesh $8 \times 8\ \phi 16/m^2$

* Rib design



$w_m = \frac{2}{3}(f_m)(5)$

$= \frac{2}{3} \times 6.16 \times 4 = 16.3\ t/m'$

$w_{sh} = \frac{1}{2} \times 6.16 \times 4 = 12.3\ t/m'$

$M = \frac{16.3\ (4)^2}{10} = 26.1\ t.m$

$Q = 0.6 \times 12.3 \times 4 = 29.6\ ton$

Ex. IV-1

Rib width must not be less than col. width if cols are square. $\therefore b = 40$ cm

$$\therefore d = 0.315\sqrt{\frac{26.1\times10^5}{40}} = 80 \text{ cm}$$

$h = 85$ cm

$A_s = 26.5$ cm² (Bent Down / Straight: $4\phi 22 + 4\phi 18$)

$$q_{sh} = \frac{29600}{0.87\times80\times40} = 10.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Use 4 br. stirr. $\phi 8$ @ 15 cm $\longrightarrow$ $q_{stirr.} = 4.65$ Kg/cm² the rest may be resisted by 4 bent down bars $\phi 22$.

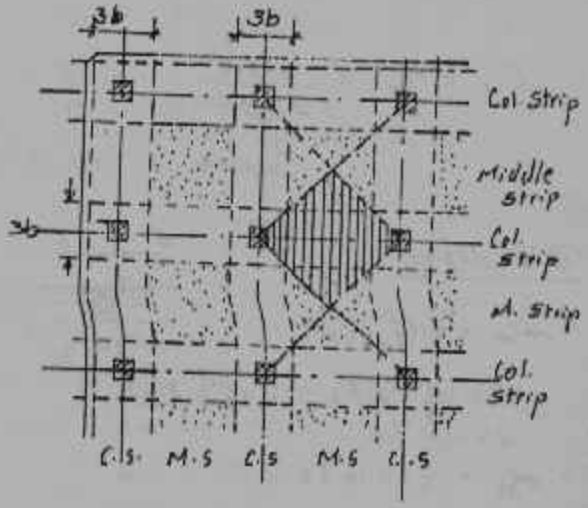
2nd Flat Raft:

Each column strip (3b wide) will carry loading equal to that resisted by the rib of the ribbed raft.

$\therefore M = 16.3\,(4)^2/12$

$= 21.7$ t.m

& $Q = 29.6$ t



Ex. IV-1.

$d_m = 0.315\sqrt{\frac{21.7\times10^5}{120}} = 42.5$ Cm ($b' = 3b = 120$ Cm)

$d_{sh} = \frac{29.6\times10^3}{0.87\times6\times120} = 47.5$ Cm

$R_p = P_c - \gamma_m (t+d)^2 = 80 - 6.16(0.4+0.475)^2 = 75.3$ t

$\Sigma O = 4[b+d] = 4[40+47.5] = 350$ Cm

$d_p = \frac{75300}{\frac{8}{9}\times350} = 27$ Cm

$\therefore t = 55$ Cm & $d = 50$ Cm

(Practically "t" usually to be choosen $\frac{S'}{6} \rightarrow \frac{S}{8}$)

$t = \frac{S}{7.3}$ O.K.

A_s Col. Strip $\frac{21.7\times10^5}{0.87\times1400\times50} = 35.6$ Cm²/Strip

10 ϕ 22 / Col. Strip

(5 straight + 5 bent down)

$A_s' = 0.3\%\ A_c$

$= \frac{0.3}{100}\times55\times100 = 16.5$ Cm²/m'

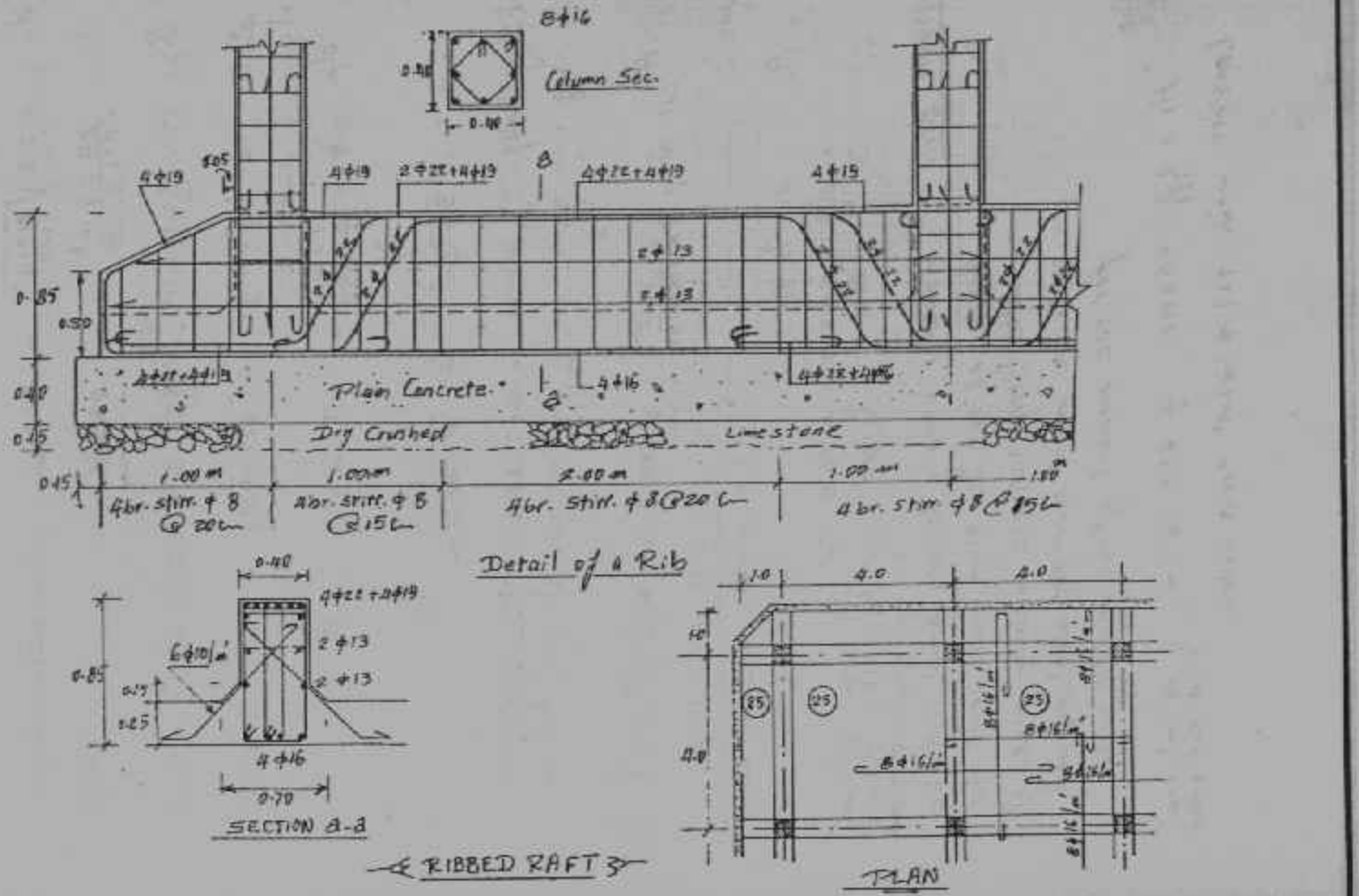
$= 20$ Cm²/Col. Strip (10 ϕ 16)

* Middle Strip Moments usually is very small and the depth of the Col strip must cover the middle strip and the minimum steel of 0.5% Ac must cover the steel required for the moment of the middle strip.

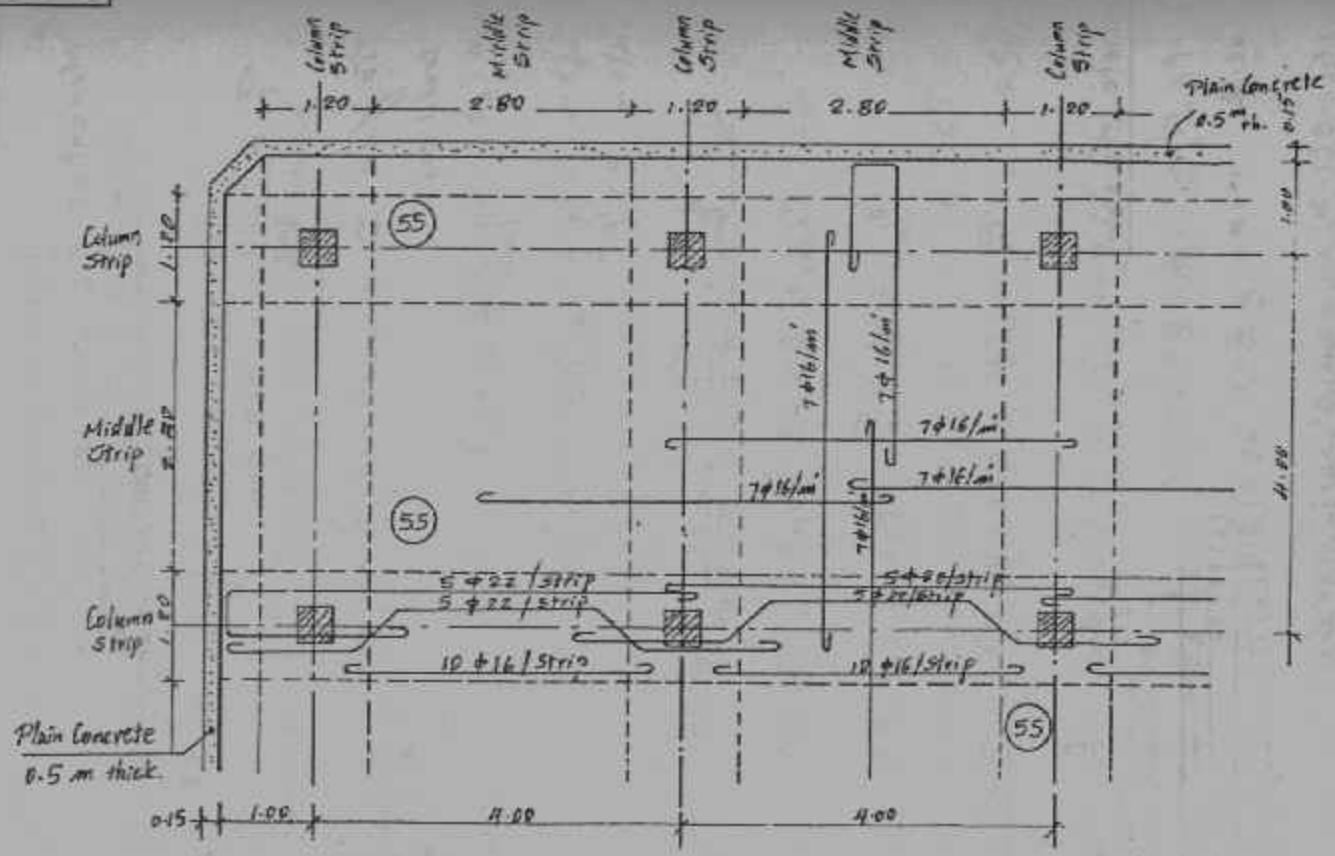
$A_s = \frac{0.5}{100}\times55\times100 = 27.5$ Cm²/m' 14 Cm² top + 14 Cm² bottom

Consider mesh 7×7 ϕ 16/m² top & bottom.

Ex IV-1


8φ16
Column Sec.
4φ19
$@5
4φ19
2φ22+4φ13
4φ22+4φ19
4φ15
2φ13
2φ13
0.85
0.50
0.40
0.15
Plain Concrete
Dry Crushed
Limestone
0.15
1.00 m
1.00 m
2.00 m
1.00 m
1.00 m
4br. stirr. φ8 @20 c/c
4br. stirr. φ8 @15 c/c
4br. stirr. φ8@20 c/c
4br. stirr. φ8@15 c/c
Detail of a Rib
0.40
4φ22+4φ19
6φ10/m'
2φ13
2φ13
0.85
0.15
0.25
4φ16
0.70
SECTION a-a
RIBBED RAFT
1.0
4.0
4.0
4.0
(85)
(25)
(25)
8φ16/m'
8φ16/m'
8φ16/m'
8φ16/m'
PLAN

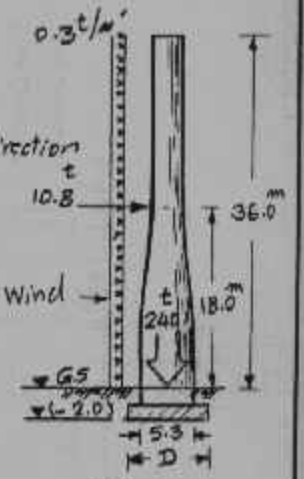
Ex. V-1



PLAN (1:—)

FLAT RAFT

Ex IV - 2



Moment at F.L. = 10.8 (20) = 216 m·t

∴ This moment can act in any direction

$$P_T = \frac{240}{1 - \frac{2\times 2}{12}} = 360 \text{ ton}$$

To find D we must satisfy the two conditions

$$q_{max} \neq 24 \text{ t/m}^2$$

$$q_{min} \neq 0.0$$

$$q_{max} = \frac{P_T}{\pi D^2/4} + \frac{M}{\pi D^3/32} = 24 \quad \rightarrow \underline{D = 5.9 \text{ m}}$$

$q_{max} = 23.88$ t/m² < 24

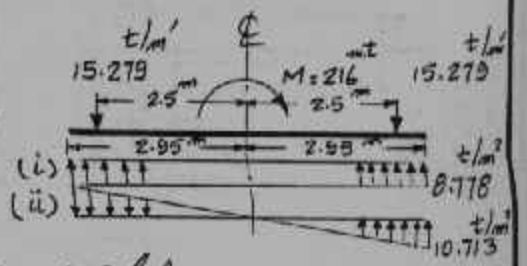
$q_{min} = 2.45$ t/m² > 0.0 O.K.

$$\therefore \quad P_T = 240 + 2\times 2\times \frac{\pi}{4}\times \overline{5.9}^2 = \underline{348.4 \text{ ton}}$$

Concrete Sections; Let $\mu = 0.2$

i) $\rho = r/L$, $\beta = 5.9/5.0 = 1.18$

at ℄ $r = 0$ ∴ $\rho = 0$



$$K_1 = 2(1-\mu) + (1+3\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta$$
$$= 2.722$$

$$K_2 = 2(1-\mu) - (3+\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta$$
$$= -3.562$$

Ex. IV - 2

at ℓ ;

$$M_r = q\frac{a^2}{16}\left[(3+\mu)\phi_1 + k_1 - (3+\mu)\right] \qquad (\phi_1 = 1.0)$$

$$= 8.778\,\frac{(2.5)^2(2.722)}{16} = \underline{9.33}\ \text{m.t/m'}$$

$$M_t = q\frac{a^2}{16}\left[k_1 - (1+3\mu) + (1+3\mu)\phi_1\right]$$

$$= \frac{8.778(2.5)^2}{16}\left[2.722\right] = \underline{9.33}\ \text{m.t/m'}$$

$$Q_r = 0.0$$

at $r = 2.5$ $\qquad \rho = 1.0 \qquad (\phi_1 = 0\ ,\ \phi_3 = \phi_4 = 0)$

$$M_r = q\frac{a^2}{16}\left[k_1 - (3+\mu)\right] = -1.64\ \text{m.t/m'}$$

$$M_t = q\frac{a^2}{16}\left[k_1 - (1+3\mu)\right] = +3.85\ \text{m.t/m'}$$

Left $\qquad Q_r = q\frac{a}{2}\rho = \underline{10.973}\ \text{t/m'}$

Right $\qquad Q_r = q\frac{a}{2}\left(\frac{\beta^2}{\rho} - \rho\right) = 4.306\ \text{t/m'}$

ii) $\qquad k_1 = 3 + \mu + (1-\mu)\beta^4 = 4.751$

$$k_2 = 4(2+\mu) + (1-\mu)(3+\beta^4)\beta^2 = 14.325$$

$$k_3 = 4(2+\mu)\beta^4 - (3+\mu)(3+\beta^4)\beta^2 = -4.9434$$

Maximum values correspond to $\alpha = 0$ (Line of M) ;

at $r = 0$ $\qquad M_r = M_t = 0$ $\qquad$ & $Q_r = Q_\alpha = 0$

at $r = 2.5$ $\qquad \rho = 2.5/2.95 = 0.8475$

$$M_r = -\frac{10.713(2.95)^2}{4\,8(4.751)}\Big[(5.2)(4.751)(0.8475)^2 - (3.2)(14.325)\cdot(0.8475) + (3.6)(4.751)/(0.8475) - (0.8)(-4.9434)/(0.8475)^3\Big]\cos 0$$

$$= -2.2814\ \text{m.t/m'}$$

EX. IV-2

$$M_{\alpha} = M_t = 0.409\left[(10)(4.751)(0.8475)^3 - (1.6)(14.325)(0.8475) + (3.6)(4.751)/(0.8475) + (0.8)(-4.9434)/(0.8475)^3\right]\cdot\cos 0$$

$$= 0.0177 \simeq 0.0$$

$$Q_r = -\frac{10.713 \times 2.95}{24}\left(9.(0.8475)^2 - 2\left(\frac{14.325}{4.751}\right) - \frac{3}{(0.8475)^3}\right)\cdot\cos 0$$

$$= +4.93 \ t/m'$$

∴ Design values ; (r=0) $M_{r_{max}} = M_{t_{max}} = \underline{9.33}$ m.t/m'

(r=2.5) $M_r = -3.9214$ m.t/m'

$M_t = +3.85$ m.t/m'

$Q_r = \underline{15.903}$ t/m'

$$d_m = 0.315\sqrt{\frac{9.33\times10^5}{100}} = 30.43 \text{ Cm}$$

$$d_s = \frac{15903}{0.87\times100\times6} = 30.47 \text{ Cm}$$

Increase d to 45 Cm at t to 50 to allow for bond stresses near the edges.

$$A_{s_t} = \frac{933000\sqrt{2}^*}{0.87\times1400\times45} = 24.1 \text{ Cm}^2/m'$$

Choose in each direction 9 ϕ 19 /m' at t

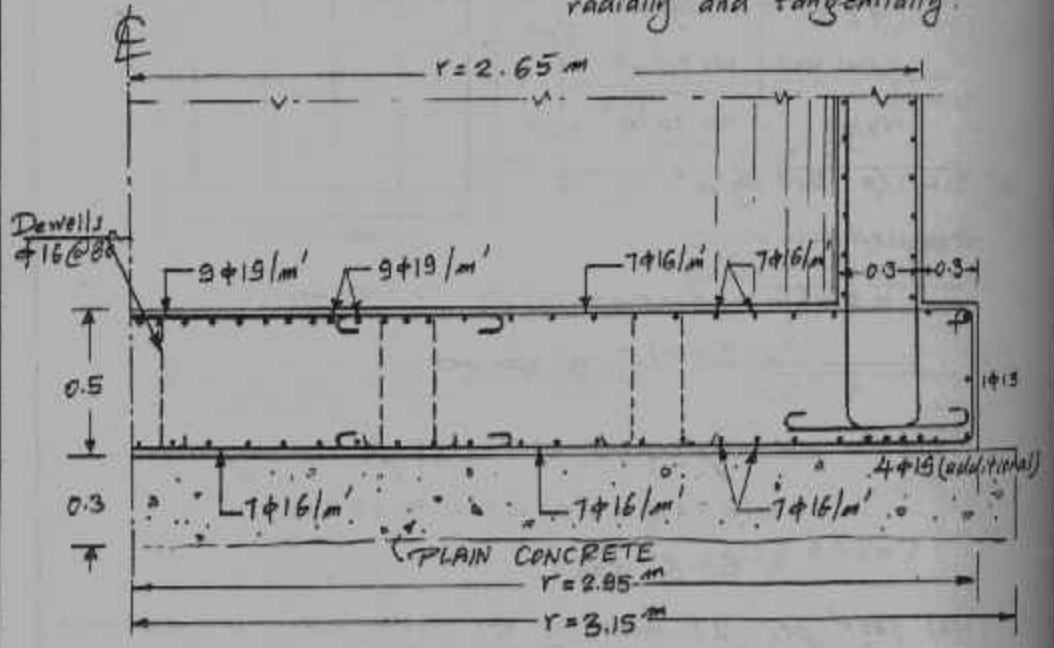
$$A_{s_{(r=2.5)}} = \frac{392140}{0.87\times1400\times45} = 7.155 \text{ Cm}^2/m'$$

* $\sqrt{2}$ is used to allow for moment direction to act with 45° with Reinf I.

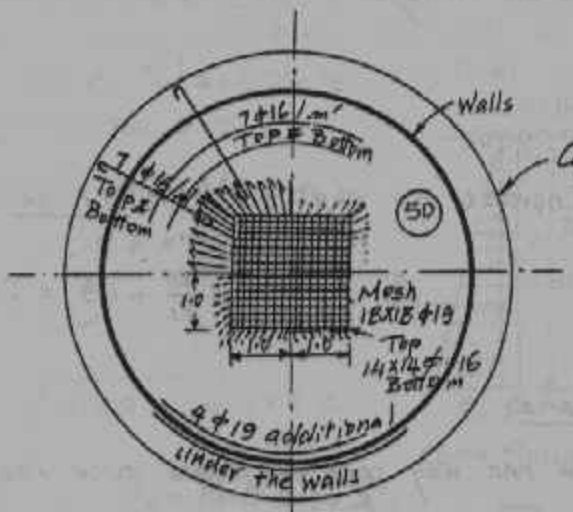
Ex. IV - 2

$A_{s_{min}} = \frac{0.5}{100} \times 50 \times 100 = 25 \text{ cm}^2/\text{m}'$ (12.5 top & 12.5 bot)

Choose 7 ϕ 16 /m' each direction radially and tangentially.



CROSS SECTION (1:—)



Reinf. PLAN

Ex. IV-3

Loads;

Let slab thickness = 20 Cm

Fill = 100 Kg/m²

Int. Walls = 100 Kg/m²

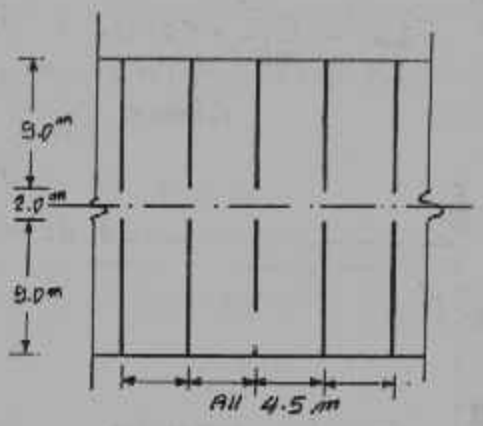
Total = 700 Kg/m²

Let L.L. is 200 kg/m²

∴ Reduced LL =

$0.200[1+1+0.9+0.8+0.7+11\times0.6]$

$= 2.2\ t/m^2$ of plan area



PLAN

Load per one meter of shear walls at Raft top surface

$= (0.7\times16+2.2)\,4.5 + 51\times0.2\times2.5$

$= 85.8$ ton

Total Load per 20 meter of the building width will be resisted by flat raft with thickness ≃ 60 Cm

∴ Load on raft $= \frac{85.8}{4.5} + 2.5\times0.6 + \overset{L.L.}{0.2} + \overset{Fill+Int.Walls}{0.2}$

$= 20.9\ t/m^2 > 20\ t/m^2$

not allowed

∴ Increase the raft width to 21 m

$q = \frac{85.8}{4.5}\times\frac{20}{21} + 1.9 = 20.06 \simeq 20$

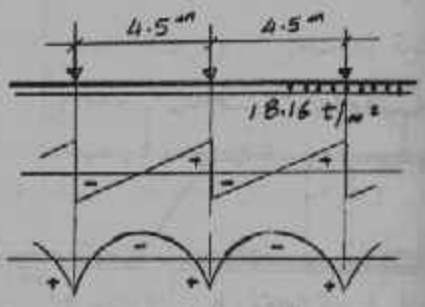
O.K.

Concrete Sections;

This is a one way raft continious over the walls at span 4.5 ℄-℄. The Load acting upward is f_m, where,

Ex. IV-3

$$f_m = \frac{85.8}{4.5} \times \frac{20}{21} = 18.16 \ t/m^2$$



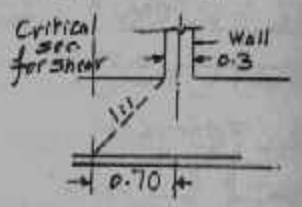
$Q_{max} = 18.16 \times 4.5/2 = 40.9 \ t/m'$

$M_{max} = 18.16 \times (4.5)^2/12$

$= 30.65 \ m.t/m'$

$d_m = 0.315 \sqrt{\frac{3065000}{100}}$

$= 55.1 \ Cm$



$d_s = \frac{40900}{0.87 \times 100 \times 6} \times \frac{1.55}{2.25} = 53.98 \ Cm$

Consider $t = 60 \ Cm$

$A_s = \frac{3065000}{0.87 \times 1400 \times 55} = 45.75 \ Cm^2/m'$. (5 ϕ 25 /m')

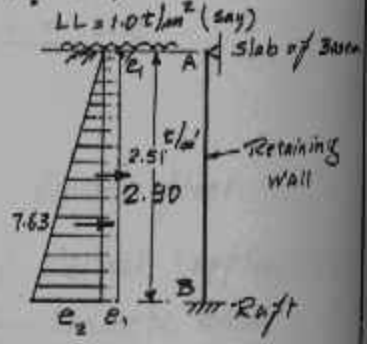
$A_s' = \frac{0.25}{100} \times 60 \times 100 = 15 \ Cm^2/m'$ (8 ϕ 16 /m')

Retaining Walls for Basement ;

Let the fill is sandy soil with $\phi = 30°$ & $\gamma = 1.75 \ t/m^3$

$e_1 = 1 \times \cos\phi = 0.866 \ t/m^2$ ($K_o = \cos\phi$)

$e_2 = (2.9 \times 1.75 + 1) 0.866 = 5.26 \ t/m^2$



Earth Pressure

$M_b = 2.51 \times 1.45 + 7.63 \times 0.97 - 2.8 \times 2.73$

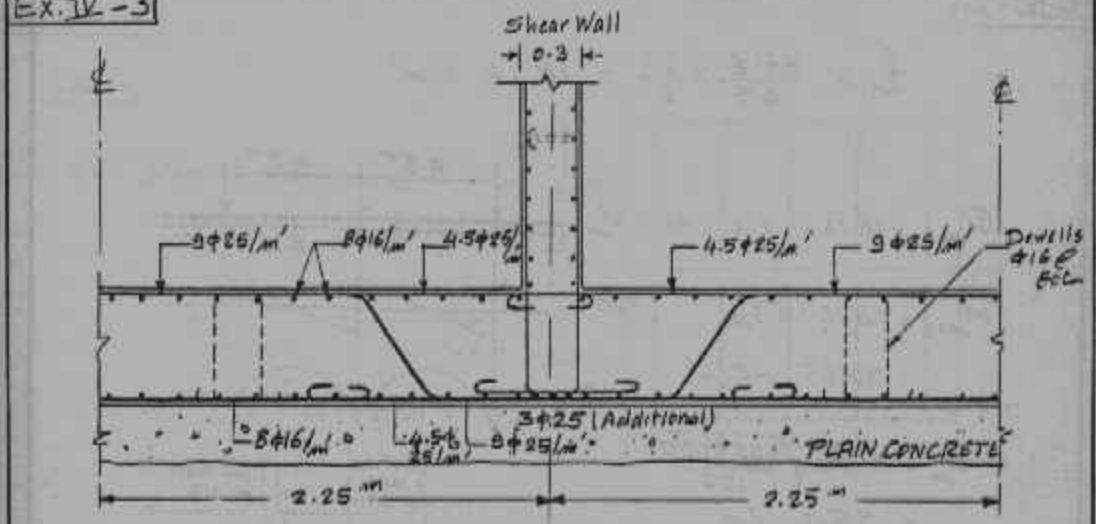
$= 3.1 \ m.t/m'$

$d = 0.315 \sqrt{3100} = 17.5 \ Cm$

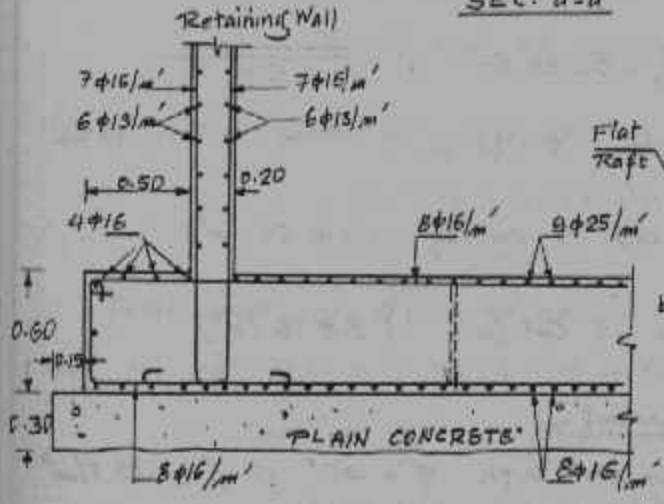
$t = 20 \ Cm$, $A_s = 14.5 \ Cm^2/m'$

7 ϕ 16/m' each side

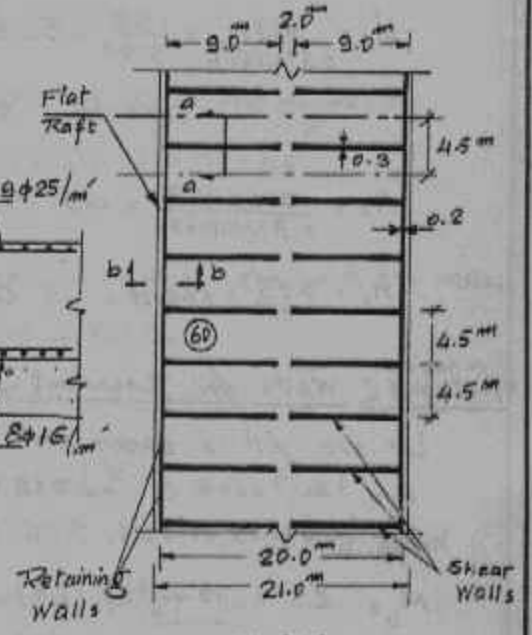
Ex. IV-3



SEC. a-a



SEC. b-b



PLAN

١ - تجهيـز المـوقـع Site Preparation

مقدمة :

التربة العضوية Peat وكذلك التربة اللينة Soft Soils المحتوية لمواد عضوية تُعاني من الهبوط المستمر تحت أية أحمال سطحية نظراً لتصلبها Consolidation من جهة وأيضاً لتحركها الجانبي الدن Gradual Lateral Plastic Yielding الذي يساهم في هبوط التربة وما تحمله رأسياً . وأخيراً نتيجة تحلل المواد العضوية Decay of Organic Matter فإن جزءاً من حجم التربة يفقد وعليه فيحدث هبوط رأسي لهذا السبب أيضاً . هذا وقد رصدت بعض المناطق العضوية خلال النصف قرن الماضي وقدر الهبوط الرأسي الناتج خلال تلك الفترة نتيجة الجفاف والأحمال الرأسية بحوالي ٤٠٪ من السُمك الأصلي للطبقات اللينة .

مثل تلك الطبقات لا تصلح للتأسيس عليها ويجب إزالتها والتأسيس على عمق يزيد عن سُمكها أو استبدال تلك الطبقات الرخوة بأخرى حبيبية جيدة . وعلى أية حالة فإنه دائماً ما يكون عمق التأسيس أسفل منسوب سطح الأرض الطبيعية . ولا يتسنى البدء في تنفيذ الأساس إلا بالوصول إلى عمق التأسيس المطلوب . أي أنه يجب الحفر في جميع الأحوال لتجهيز الموقع

للأساس . وأحياناً لا يمثل ذلك الحفر أية مشكلة إذا ما كان غير عميق وكان منسوب سطح المياه الجوفية Ground Water Table بعيداً عن عمق الحفر وخاصة إذا أمكن تنفيذ هذا الحفر رأسياً بدون الحاجة لسند الجوانب أو عمل ميول للأتربة (حالة تربة متحجرة Cemented Soil أو تربة متماسكة جافة Dry Cohesive Soil) .

على أنه في أحوال كثيرة أخرى يمثل الحفر مشكلة تستدعي كثير من الانتباه من قبل مهندس الأساسات والمقاول ومهندس التنفيذ . تلك الأحوال غالباً ما تستدعي سند الجوانب لكبر عمق الحفر ولعدم قدرة التربة على تحمل الميول الرأسية . ويزيد الأمر تعقيداً تواجد منسوب سطح المياه الجوفية GWT على منسوب سطحي (أعلى من منسوب التأسيس) مما يستدعي نزح وتجفيف الموقع إلى جانب ضرورة سند الأتربة سنداً مؤقتاً أو دائماً لتجهيز الموقع للعمل . ويصاحب سند الأتربة ونزح المياه عادة مشاكل في ثبات التربة المُزمع التأسيس عليها نتيجة دفع المياه والنحر المحتمل أثناء تسرب المياه إلى الموقع وكذلك لاحتمال انهيار الجوانب بدوائر الإنزلاق Slip Circles .

وعادة لا يطلب من مهندس الأساسات اختيار معدات الحفر أو تصميم الحوائط الساندة المؤقتة Bracing System إذا ما كانت ضرورية . وتكون تلك مسؤولية المقاول . ولكن من واجب المهندس أن يُقر أو لا يُقر طريقة التشييد وتجهيز الموقع وكذلك أن يدقق ويراجع تصميم الحوائط الساندة المؤقتة التي تم تصميمها من قبل المقاول . ويكون الاهتمام الأكبر لمهندس الأساسات هي إمكانية تنفيذ الأساس كما هو وارد في التصميم وأن يكون الإنشاء والتنفيذ آمن من الإنهيارات المحتملة وألا تتأثر مقاومة التربة الحاملة للمنشأ بطريقة الحفر والسند وتجفيف الموقع .

على أن بعض الأعمال الضخمة أو المعقدة تتطلب عمل برنامج التنفيذ وطرق الإنشاء بالتوازي مع التصميم حيث يكون هناك تداخل وتفاعل بين

طرق التشييد والقوى المؤثرة على المنشأ وعلى إتزان أجزاءه أثناء التنفيذ . في تلك الأحوال يكون من الضروري أن يقوم مهندس الأساسات بعمل برنامج تنفيذ وكذلك طرق الحفر والردم وطرق تجفيف الموقع إن كان لازماً وأيضاً تصميم واختيار نظام سند الجوانب .

هذا وسوف نقتصر هنا على طرق سند الأتربة المؤقت وكذلك سوف نورد طرق وأنواع الحوائط الساندة المرنة (الستائر اللوحية) والتي يمكن أن تستخدم كنظام لسند الأتربة أثناء تجهيز الموقع للإنشاء بالإضافة لاستخداماتها الأخرى الكثيرة كمنشآت دائمة خاصة في أعمال الموانىء والأعمال البحرية .

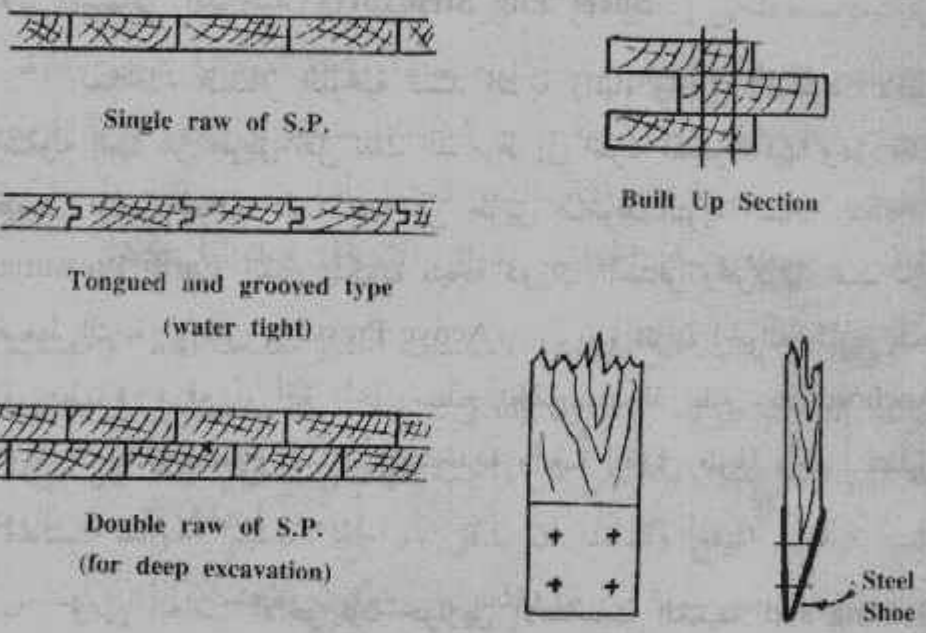
١ ـ الستائر اللوحية Sheet Pile Structures :

تستخدم الستائر اللوحية لسند التربة والمياه وتحمل الضغوط الأفقية المنقولة إليها عن طريق نقل تلك الضغوط إلى التربة المدفوقة فيها وعلى ذلك فإتزان تلك الحوائط المرنة يتم عن طريق ضغوط التربة السالبة Passive Earth Pressures الذي يتكون نتيجة دوران الستائر وتحركاتها تحت تأثير ضغط التربة الإيجابي Active Pressure . ولزيادة اتزان الحوائط المرنة يلجأ إلى ربطها في موقع أو أكثر أعلى سطح الحفر بواسطة نظام ربط Anchore System لتقليل قطاع الستائر المستخدمة وأيضاً لتقليل طولها وأخيراً لتقليل دوران وحركة الحائط عموماً .

وعلى الجانب الاخر فإن خوازيق الأساسات العميقة Bearing and Frictional Piles تستخدم كخوازيق منفصلة لحمل قوى رأسية (في غالب الأحوال) منقولة إليها من مبنى أو منشأ وتقوم تلك الخوازيق بنقل تلك القوى (غالباً كأعضاء ضغط) إلى طبقات عميقة جيدة متخللة طبقات رخوة أو ضعيفة أو مياه .

وتصنع الستائر اللوحية من الصلب أو الخشب أو الخرسانة المسلحة

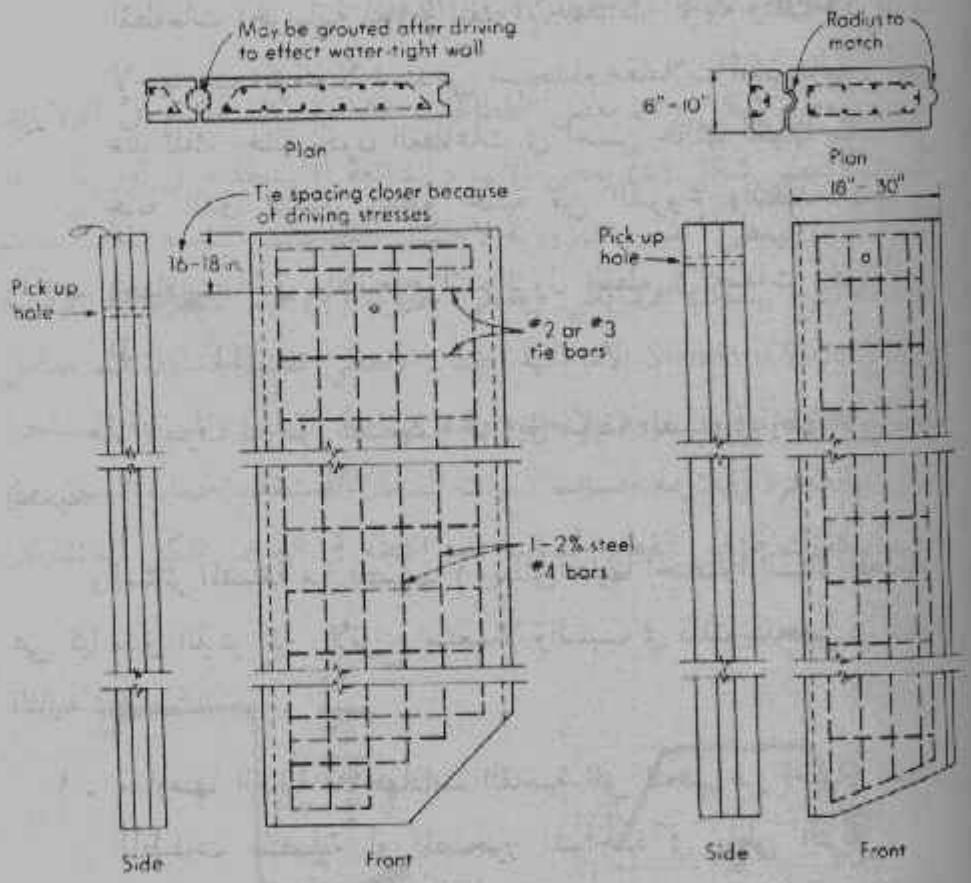
سابقة التجهيز ؛ وإن كان الصلب هو الغالب وهو الأكثر ملائمة . هذا وسوف نقتصر هنا على الستائر اللوحية المصنعة من الصلب عند دراسة تصميم ذلك النوع من الحوائط الساندة الخفيفة . ويعطي شكل (١) الأنواع المختلفة للقطاعات الخشبية والتي تتراوح بين صف واحد من الألواح الخشبية المتراصة في صورة ستارة ويمكن تشكيل تلك الألواح على صورة حزّ ولسان Tongued and Grooved لجعلها مناسبة لسند المياه Water Tight إلى ستائر خشبية مكونة من صفين أو ثلاثة أصفف من الألواح . كما يجب تشكيل نهايات الألواح كما هو مبين بشكل (١) وتزويدها بكعب من الصلب لتسهيل اختراق التربة وحماية الألواح .



شكل (١) الستائر اللوحية الخشبية

وتستخدم القطاعات الخرسانية سابقة التجهيز Precast R.C. Sheet Piles للأعمال الهامة الدائمة Permenant Walls كأرصفة الموانىء

والأحواض الجافة وحوائط البدرومات خاصة إذا كانت التربة لا تحتوي على طبقات صلبة أو أحجار وكتل من الصخور حيث يكون دق الستائر الخرسانية سهلاً نسبياً . ويبين شكل (٢) بعض التفاصيل لقطاعات الستائر الخرسانية وكذلك شكل نهاية القطع حيث يكون ذا ميل لتقليل مقاومة اختراق القطع للتربة . وتصمم القطاعات الخرسانية لتحمل الإجهادات الناتجة عن الحالات الثلاث التالية :



Typical details of reinforced-concrete sheet piles. [*After PCA (1951).*]

شكل (٢) تفاصيل نمطية للستائر الخرسانية المسلحة

١ - إجهادات تشغيل الحائط لسند التربة والماء كما سيرد لاحقاً وتكون الإجهادات المسموح بها لإختيار القطاعات مخفضة بالنسبة لنوع

الخرسانة الذي عادة ما يكون ممتازاً نظراً للتحكم في صناعة الخرسانة سابقة التجهيز . والسبب في تخفيض تلك الإجهادات هو الشروخ والتصدعات التي قد تتواجد نتيجة دق القطع إلى المنسوب المطلوب .

٢ ـ إجهادات النقل والرفع وهي إجهادات ناتجة عن وزن القطع أثناء رفعها من مكان الصب وأثناء نقلها إلى مكان الدق ثم أثناء رفعها لوضعها في آلة الدق ويمكن استخدام إجهادات عالية عند تصميم القطاعات الخرسانية لمقاومة تلك الإجهادات المؤقتة وذلك لأن طبيعة الإجهادات المؤقتة لا تستدعي استخدام معاملات أمان عالية . أيضاً عند تلك الحالة تكون القطاعات في أحسن حالتها لكونها سابقة على حالة الدق فتكون القطع خالية من الشروخ والتصدعات .

٣ ـ إجهادات الدق والانبعاج أثناء نزول القطع في طبقات رخوة أو في الماء .

هذا وسوف نعرض لتصميم الخوازيق سابقة الصب في إطار الأساسات العميقة .

والستائر المصنعة من الصلب (ويطلق عليها اختصاراً الستائر المعدنية) هي كما سبق الذكر أكثر الأنواع استعمالاً والسبب في ذلك يتلخص في النقاط التالية :

١ ـ مقاومتها العالية للإجهادات القاسية التي تنجم عن اختراق الستائر للطبقات المتصلبة أو للصخور المتواجدة في باطن التربة .

٢ ـ وزنها الخفيف نسبياً .

٣ ـ إمكان اعادة استخدامها عدة مرات وذلك لسهولة استخراجها بعد انتهاء مهمتها في تجهيز الموقع .

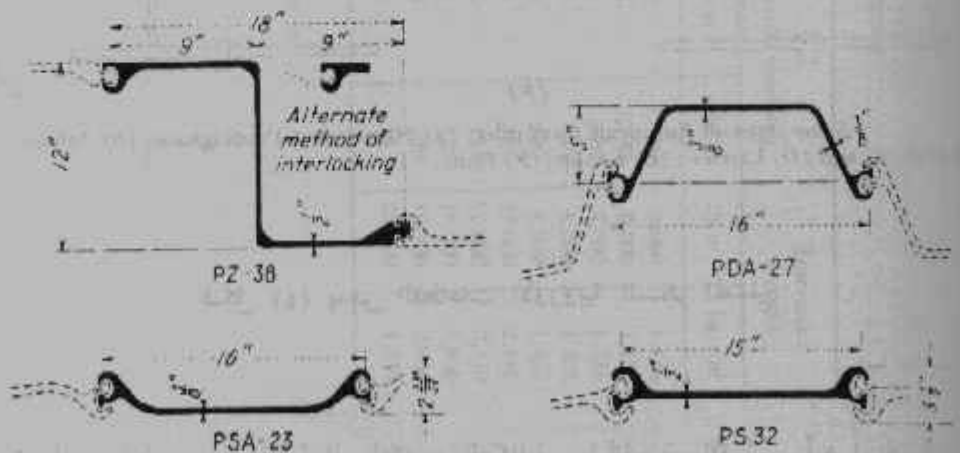
٤ ـ للستائر المعدنية عُمر تشغيل Service Life طويل عند استخدامها

فوق سطح المياه أو أسفله وذلك بحماية بسيطة .

٥ ـ يمكن زيادة أطوال الستائر بسهولة بعد دقها في موقعها ووجد أن الطول غير كافٍ وذلك إما باللحام أو بالمسامير Welding or Bolting .

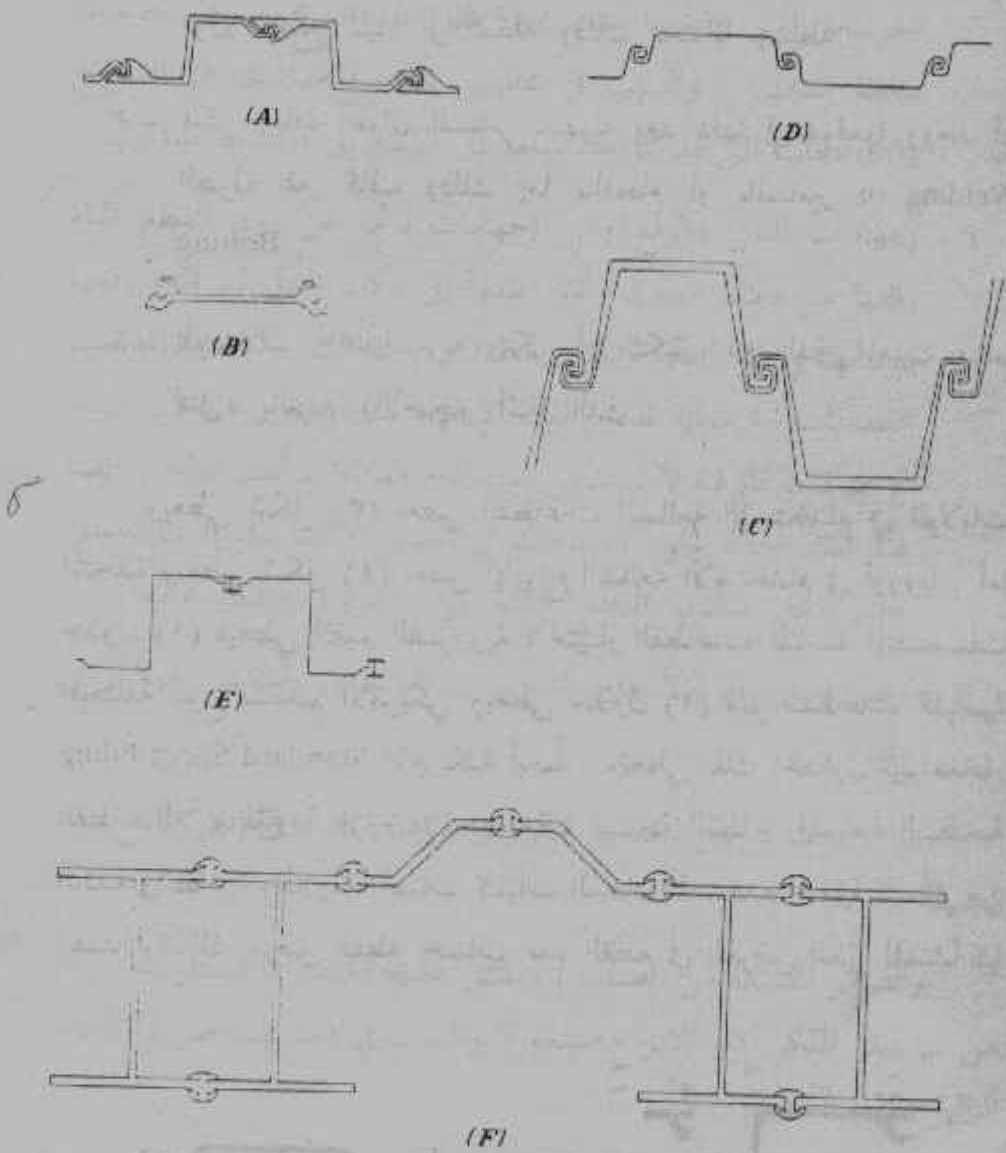
٦ ـ الوصلات Joints مرنة ويمكن أن تتكيف مع الدق المعيب عندما تمتلىء بالتربة والأحجار أثناء الدق .

ويعطي شكل (٣) بعض القطاعات الشائعة الاستخدام في الولايات المتحدة ويعطي شكل (٤) بعض الأنواع الشائعة الاستخدام في أوروبا . أما جدول (١) فيعطي القيم الضرورية لاختيار القطاعات المناسبة للتصميمات المختلفة لنوع بيتلحم الأمريكي ويعطي جدول (٢) قيم القطاعات القياسية Standard Sheet Piling الأمريكية أيضاً . وتعطي تلك الجداول قيم معامل القطاع اللازم لمقاومة عزوم الإنحناء وقيم مساحة القطاع والمساحة السطحية الكلية والظاهرة واللازمة لحساب كميات الدهان المستخدم لحماية الستائر من الصدأ وكذلك عرض القطع لحساب عدد القطع في العرض الكلي للمنشأ كما



Some types and dimensions of American steel sheet piles. (*Bethlehem Steel Co.*)

شكل (٣) بعض القطاعات الأمريكية للستائر المعدنية



Some types of European sheet piles: (*A*) Hoesch and Frodingham; (*B*) Arbed-Belval; (*C*) and (*D*) Larssen; (*E*) Krupp; (*F*) Peine.

شكل (٤) بعض القطاعات الأوروبية للستائر المعدنية

تعطي وزن وحدة الأطوال لتقدير التكاليف الخاصة بالقطع وأيضاً لحساب تكاليف النقل.

جدول (١) القطاعات الأمريكية للستائر بيتلحم

TABLE 1 Essential Properties of Some Bethlehem Steel Sheet Piles

Section no. (standardized nomenclature)	Area		Width		Weight		Section modulus		Interlock† strength	
	in.²	cm²	in.	cm	lb ft²	kg/m²	in.³/linear ft	cm³/m	lb/in.	kg/cm
PZ38	16.77	108.2	18	45.7	38.0	186	46.8	2,510	8,000	1,425
PZ32	16.47	106.2	21	53.3	32.0	156	33.3	2,290	8,000	1,425
PZ27	11.91	77.0	18	45.7	27.0	132	30.2	1,620	8,000	1,425
PDA27	10.59	68.4	16	40.6	27.0	132	10.7	585	8,000	1,425
PMA22	10.59	68.4	19¾	19.8	22.0	107	5.4	290	8,000	1,425
PSA23	8.99	58.0	16	40.6	23.0	112	2.4	128	12,000	2,140
PSA28	10.98	70.8	16	40.6	28.0	136	2.5	131	12,000	2,140
PS28	10.29	66.4	15	38.1	28.0	136	2.4	128	16,000	2,850
PS32	11.76	75.9	15	38.1	32.0	156	2.4	128	16,000	2,850
PSX35	13.09	84.5	15¼	38.8	37.0	171	2.6	145	23,000	4,110

† See catalogs for additional information.

جدول (٢) قطاعات الستائر

PRODUCED STANDARD SHEET PILING

Iron and Steel Institute)

STANDARD SHEET PILING

Dimensions and Properties
for Designing

Section Properties								Producers
Axis X-X						Axis Y-Y		
Single Section			Per Lineal Foot of Wall			Single Section		
I	S	r	I	S	r	I	S	
in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	
421.2	70.2	5.01	280.8	46.8	5.01	471.0	49.6	B-U
385.7	67.0	4.84	220.4	38.3	4.84	705.0	63.9	B-U
276.3	45.3	4.82	184.2	30.2	4.82	340.0	36.0	B-U
53.0	14.3	2.24	39.8	10.7	2.24	327.0	39.1	U B
22.4 26.0	8.8	1.57	13.7 15.9	5.4	1.57	486.0	47.9	U B
6.0	3.3	0.74	4.5	2.5	0.74	332.0	39.8	B-U-W
5.5	3.2	0.78	4.1	2.4	0.78	288.0	34.5	B-U-W
36-46	24-30	0.55-0.63	20.37	1.9-2.4	0.55-0.63	—	—	B-U-W
35-46	24-30	0.58-0.67	26-37	1.9-2.4	0.58-0.67	—	—	B-U-W

Producers: (Only AISI members included)

B - Bethlehem Steel Corporation
U - United States Steel Corporation
W - Weirton Steel Division of National Steel Corporation

PROPERTIES AND DIMENSIONS OF AMERICAN-

(Courtesy of American

STANDARD SHEET PILING

Dimensions and Properties for Designing

Designation	Profile*	Weight		Area A	Driving Width	Surface Area	
		Per Foot	Per Sq Ft of Wall			Including Interlock	Casing** Area
		lb	lb	in.²	in.	ft²/ft	ft²/ft
PZ38		57.0	38.0	16.77	18	5.52	5.06
PZ32		56.0	32.0	16.47	21	5.52	5.06
PZ27		40.5	27.0	11.91	18	4.94	4.45
PDA27		36.0	27.0	10.59	16	4.52	3.88
PMA22		36.0	22.0	10.59	19-5/8	4.54	3.88
PSA28 †		37.3	28.0	10.98	16	3.74	3.06
PSA23 †		30.7	23.0	8.99	16	3.76	3.08
PS32 †		40.0	32.0	11.76	15	3.66	2.82
PS28 †		35.0	28.0	10.29	15	3.70	2.86

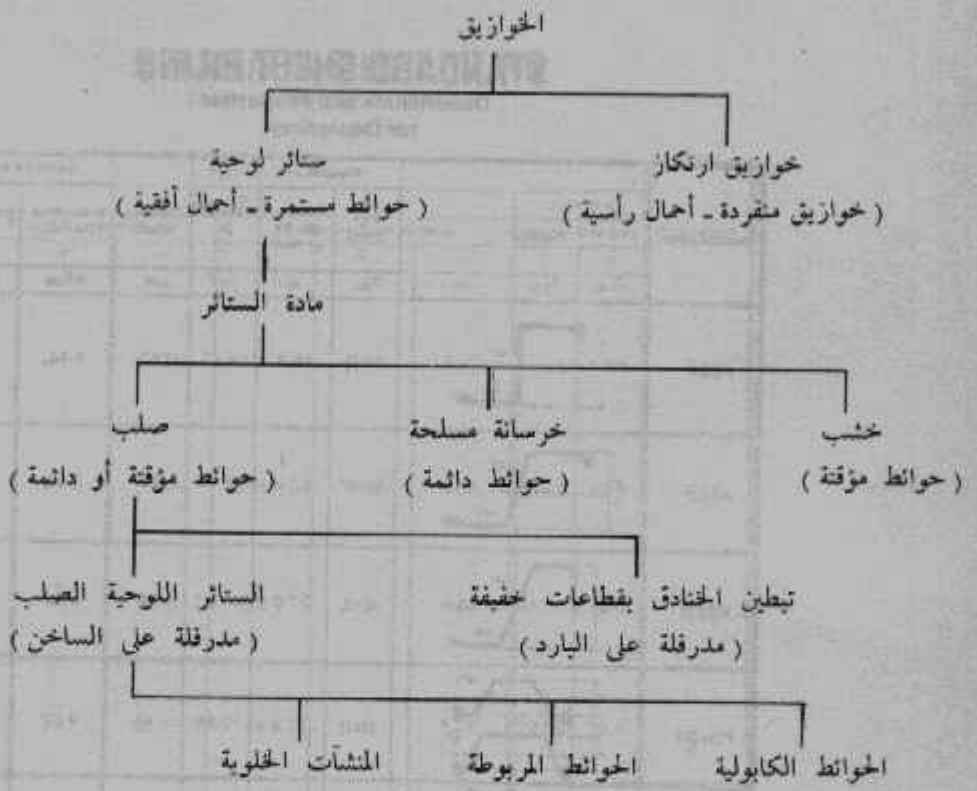
Normal material specifications: ASTM A328, ASTM A572 grades 42 through 55.

* Sections produced by different manufacturers may not interlock properly. Consult the manufacturer.

** Excludes bowl and ball of interlock (Divide value by 2 for area on one side of pile.)

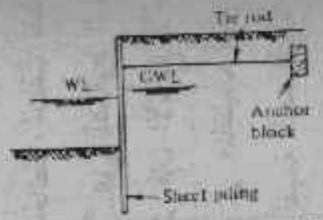
† These sections generally used in applications involving interlock strength rather than section modulus. Section properties shown for information purposes only.

ولتلخيص تصنيف الستائر اللوحية من حيث مادتها واستخدامها فقد وضع التقسيم التالي للخوازيق عموماً .

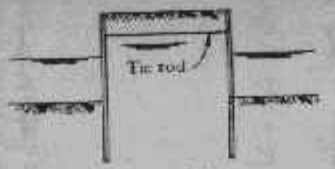


استخدامات الستائر المعدنية :

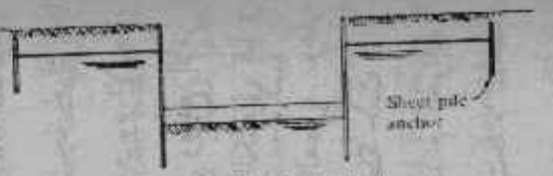
تستخدم الستائر المعدنية في الكثير من الأعمال الهندسية . فتستخدم للأعمال المؤقتة لسند الحفر المدعم بالمدادات والسواند Braced Cuts وأيضاً للسدود المؤقتة Cofferdams . وتستخدم للأعمال الدائمة كحوائط ساندة مع فارق ضغط مائي بسيط (شكل A - 5) . وكحوائط ساندة بفارق ضغط مائي كبير (شكل B - 5) . أيضاً يستخدم كجزء مساعد في الأعمال المائية ومنشآت الري كقاطع للسريان Seepage Cutoff وكمانع للنحر Scour Damage Prevention وكمنشآت خاصة كدعامات الكباري .



A, E1. Anchored Retaining Wall

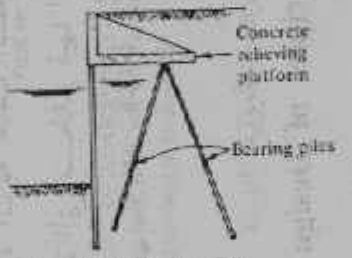


A. Jetty or Mole

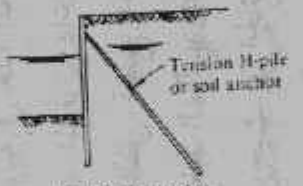


B. Sheet Pile Walls for Dry Dock

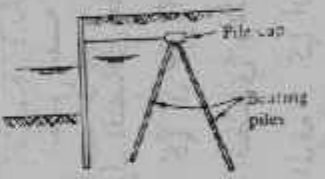
D. Cantilever Retaining Wall



F. Relieving-Platform Wall



E2. Raking Anchor



E3. A-frame anchor

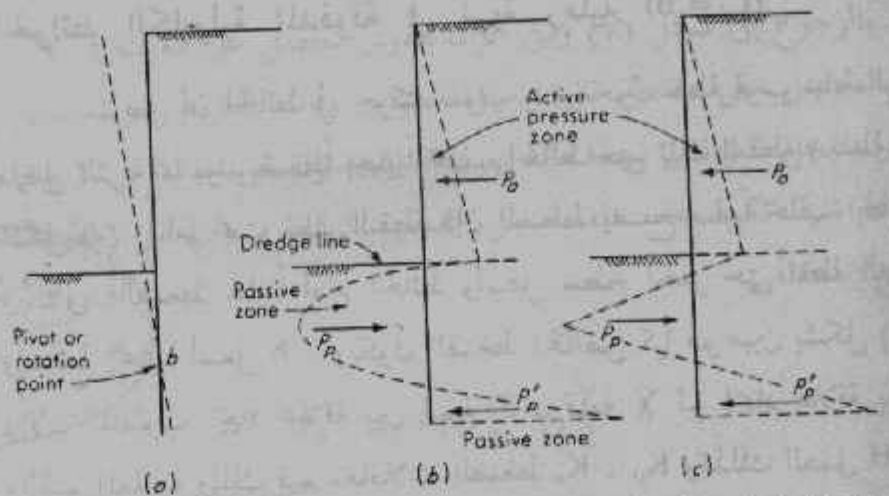
شكل (٥) أمثلة للمنشآت الدائمة المشيدة بالستائر المعدنية

وتعطي أشكال (5 - D, E, F) أمثلة للحوائط الساندة التي تسند أتربة في وجود فارق منسوب بسيط بين المياه أمام وخلف الحائط وتختلف فقط في طريقة مقاومة ضغط التربة فبينما يعتمد الحائط الكابولي على الضغوط السالبة Passive Pressures للتربة في الجزء المدفون من الستائر فإن الأنواع الأخرى تعتمد إلى جانب الضغوط السالبة للتربة على الرباط في مناسيب أعلى من منسوب الحفر ويختلف هذا الرباط من حائط لآخر تبعاً لقيمة الشد المتولد عند منسوب الرباط وقدرة التربة خلف الستائر على توليد الربط اللازم . ومن أمثلة المنشآت الساندة التي تستخدم فيها الستائر المعدنية لمقاومة فارق منسوب مائي كبير الأحواض الجافة Dry Dock وحوائط البدرومات ومحطات الطلمبات .

قواعد التصميم Principles of Design :

(أ) الحوائط الكابولية Cantilever Type :

الحوائط الكابولية في هذا المجال تعني أن الحائط يعمل ككمرة كابولية مثبتة على مدى الجزء المدفون داخل التربة . ولكي يتم الاتزان يجب أن يتكون عزم مقاوم أسفل سطح الحفر Below Dridge Line وهذا العزم يتكون من قوى الضغط السالب Passive Pressures نتيجة تحرك الحائط كما في شكل (6 - a) . وحيث أن الحائط يجب أن يتحمل عزوم الإنحناء لكمرة كابولية فإن قطاع الحائط سوف يزيد مع عمق الحفر . وواقع الأمر أن هذه الزيادة تتناسب مع مكعب العمق (وليس مربع بحر الكابولي كما في نظرية الانشاءات) حيث أن الحمل نفسه يتناسب مع هذا العمق . وعليه فذلك النوع من الحوائط يكون اقتصادي فقط للأعماق المتوسطة حيث لا تزيد قيمة H عن خمسة أمتار . كما أن كبر القطاع يجعل استخدام الحوائط الكابولية للأعمال الدائمة غير اقتصادي وعليه فهو عادة ما يستخدم للأعمال المؤقتة لسند الأتربة لتجهيز الموقع . كما أن تحرك الحائط للخارج (لكونة كابولي)



(a) Assumed elastic line of the sheetpiling; (b) probable and as obtained in finite-element solution qualitative soil-pressure distribution; (c) simplified pressure diagram for computational purposes (granular soil and no water as shown).

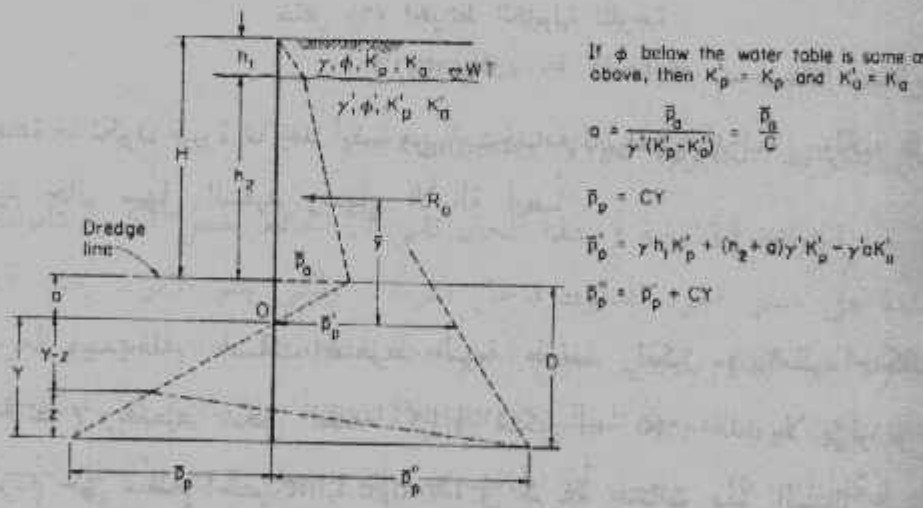
شكل (٦) الحوائط الكابولية اللوحية

عادة ما تكون كبيرة مما يحد أيضاً من استخدامه للأعمال الدائمة . ولكنه على أية حال سهل التنفيذ وسهل الإزالة أيضاً .

ويستخدم لحساب ضغوط التربة طريقة رانكين (بإهمال احتكاك الحائط) وتبسيط شكل الضغط كما في شكل (c - 6) . هذا ولا يؤثر نوع الردم حتى سطح الحفر Dredge Line في طريقة حساب عمق الستائر حيث يكون محدداً تماماً . كما أن وجود سطح مياه حُر لا يغير من طريقة الحساب وإن أثر في قيمة وحدة أوزان التربة وأحياناً في قيم K_p ، K_a . وسوف ندرس حالة دق الستائر في تربة رملية ($C = 0$) وتربة طينية ($\varnothing = 0$) كحالات حدية أما حالة (C and $\varnothing$) فإن دراستها لن تختلف كثيراً عن حالة التربة الرملية ولكن المعادلات الناتجة عن حالة التربة الرملية يجب أن تعدل لإدخال تأثير التماسك .

الحوائط الكابولية المدقوقة في تربة رملية (C = 0) :

يفترض أن الحائط في حركته سوف يدور حول نقطة قرب نهاية الستائر داخل التربة مما يولد ضغطاً إيجابياً خلف الحائط حتى تلك النقطة (نقطة b في شكل 6) . أما تحت تلك النقطة فإن الضغط يصبح سلبياً خلف الحائط . وبالتالي فالضغط سلبياً أمام الحائط وأسفل سطح الحفر حتى نقطة الدوران ويصبح إيجابياً أسفل b . ويكون الضغط الخالص كما هو مبين بشكل (٧) . والآن المطلوب ايجاد علاقة بين قيمة Z ، قيمة Y ثم إيجاد علاقة بين Y والقيم المعلومة وتلك قيم معاملات الضغط K_a ، K_p وكذلك العمق H وقيم محصلة الضغط الإيجابي R_o وبعدها عن نقطة 0 حيث تبدأ قيم الضغط الخالص المحسوبة كدالة في Y .



Cantilever sheetpiling pressure diagram for a granular soil. The diagram illustrates the possibility of different soil properties below the water table. If other stratification exists, the pressure diagram should be appropriately modified.

شكل (٧) حساب طول الحائط الكابولي لأعماق رملية

والحل النهائي لحساب قيمة Y يتطلب حل معادلة من الدرجة الرابعة في Y وتحل تلك المعادلة بطريقة المحاولة والخطأ .

بالرجوع إلى شكل (٧) ومن اتزان القوى نحصل على معادلة في Y ، Z ثم نحصل على معادلة ثانية بين المجهولين بأخذ العزوم حول اسفل الستائر . بحل المعادلتين نحذف المجهول Z للحصول على معادلة في Y وكما سبق أن شرنا تكون هذه المعادلة من الدرجة الرابعة . وفيما يلي خطوات استنتاج المعادلة :

جامعة الزقازيق - كلية الهندسة
المكتبة

$$R_a + (\bar{P}_p + \bar{P}''_p)\frac{z}{2} - \bar{P}_p\frac{Y}{2} = 0$$

and solving for z, we obtain

$$z = \frac{\bar{P}_p Y - 2R_a}{\bar{P}_p + \bar{P}''_p} \qquad (a)$$

An additional equation in Y and z can be obtained by summing moments at a convenient location, in this case, the bottom of the pile.

$$R_a(Y + \bar{y}) + \frac{z}{3}(\bar{P}_p + \bar{P}''_p)\frac{z}{2} - \bar{P}_p\frac{Y}{2}\frac{Y}{3} = 0$$

simplifying

$$6R_a(Y + \bar{y}) + z^2(\bar{P}_p + \bar{P}''_p) - \bar{P}_p Y^2 = 0 \qquad (b)$$

Substituting Eq. (a) into Eq. (b) and solving for Y, the following fourth-degree equation is formed, which is applicable with or without soil water:

$$Y^4 + Y^3\frac{\bar{P}'_p}{C} - Y^2\frac{8R_a}{C} - Y\left[\frac{6R_a}{C^2}(2\bar{y}C + \bar{P}'_p)\right] - \frac{6R_a\bar{y}\bar{P}'_p + 4R_a^2}{C^2} = 0 \qquad (1)$$

معادلة (١) تعتبر معادلة عامة طالما كانت التربة أسفل منسوب الحفر Dredge Line لا تحتوي على الحد C (التماسك) أي كانت تربة رملية ولا يشترط أن تكون التربة أعلى منسوب الحفر رملية لتطبيقها بل يمكن أن تكون تربة عامة أو طبقية تحتوي أو لا تحتوي على سطح مياه حُر كما أن وجود أحمالاً موزعة على سطح الردم يمكن أن تتواجد أو لا تتواجد

جامعة الزقازيق - كلية الهندسة
المكتبة
١٧٧٧

وخطوات الحل تتلخص في التالي :

١ - ترسم الحالة المعطاة .

٢ ـ نحدد قيم K_a ، K_p وإن كان هناك تغير للخواص أسفل سطح الأرض نحدد قيم K'_a ، K'_p .

٣ ـ نحسب قيم P_p ، P'_p ، P''_p كما في شكل (٧) وكذلك قيمة R ، a وبعد نقطة 0 عند R (Y) . ونحسب قيمة C .

٤ ـ بالتعويض في معادلة (١) نحسب قيمة Y بطريقة المحاولة والخطأ . ويمكن البدء بقيمة $Y = 0.75\ H$ ونزيد عليها متراً واحداً ثم نزيد متراً آخر أو ننقص متراً للوصول لإشارة متغيرة لقيمة المعادلة حتى نحصر الجذر المطلوب في نطاق القيم المفروضة .

٥ ـ الطول الكلي للستائر يكون :

$$L = H + a + Y$$

ويمكن أخذ معامل أمان لزيادة عمق الدق لتأمين الستائر ضد أي نحر ممكن حدوثه مستقبلاً وذلك بتخفيض قيمة K_p بمقدار معين (تؤخذ ثلثي قيمة K_p في حساب قيم الضغط السالب وقيمة C قبل التعويض في المعادلة) . أو نزيد العمق (a + Y) بنسبة معينة (٣٠٪ مثلاً) بدلاً من تغيير قيمة K_p .

الحوائط الكابولية المدفونة في تربة طينية ($\varnothing = 0$) :

عند دق ستائر لوحية في تربة طينية لتكوين حائط كابولي فإن محصلة أشكال ضغط التربة أسفل سطح الحفر تكون قيماً ثابتة نظراً لتساوي معامل الضغط الإيجابي والسلبي لقيمة $\varnothing = 0$ ($K_a = K_p = 1.0$) وعليه تنتج معادلة من الدرجة الثانية فقط لعمق الدق D وليس من الدرجة الرابعة كما في حالة الرمل . وكما سبق أن أشرنا فإن المُهم هنا أن تكون التربة أسفل منسوب الحفر من نوع التربة الطينية ($\varnothing = 0$) ولا قيود على نوع التربة أعلى سطح

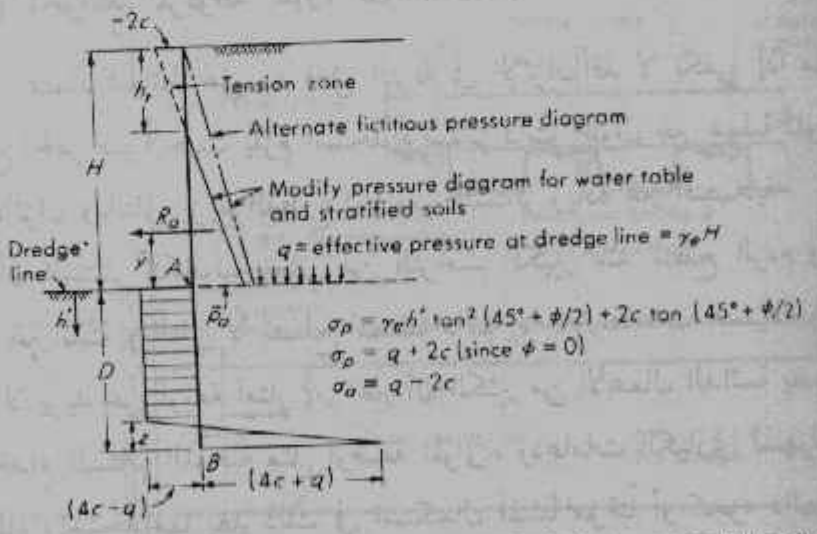
الحفر لتطبيق المعادلة التالية .

$$D^2(4c - \bar{q}) - 2DR_a - \frac{R_a(12c\bar{y} + R_a)}{2c + \bar{q}} = 0 \qquad (2)$$

حيث الرموز المكونة للمعادلة معطاة بشكل (٨) . ويراعي هنا أن تزيد قيمة الحد $(4C - \bar{q})$ عن الصفر للحصول على حل للمسئلة وإلا فإن سطح الحفر لا يكون قادراً على تحمل وزن الردم $\bar{q}$ عند سطح الحفر . أي أنه لاستخدام حائط كابولي في قاع من الطين الخالص يلزم أن تكون العلاقة التالية صحيحة .

$$C > \bar{q}/4$$

ولإدخال معامل أمان يمكن تخفيض قيمة C بقسمتها على ١,٥٠ مثلاً أو زيادة قيمة D الناتجة من معادلة (٢) بنسبة تتراوح بين ٢٠ ، ٤٠٪ . هذا ويترك للدارس اثبات المعادلة (٢) والتحقق من شكل (٨) .



Sheetpiling in cohesive soil. The undrained shear strength ($\phi = 0$) case

شكل (٨) حساب طول الحائط الكابولي لأعماق طينية

حساب قطاع الستائر اللوحية للحائط الكابولي :

يتواجد أقصى عزم انحناء على عمق ما من سطح الحفر حيث يساوي القص صفراً وللوصول إلى هذا العمق نبحث عن المساحة المساوية لقيمة R_a فنحصل على معادلة من الدرجة الثانية للعمق المطلوب وبحلها نحصل على قيمة العمق وبالتالي نتمكن من حساب قيمة العزم الأقصى . ولإختيار القطاع نحسب معامل القطاع Z_x حول محور x - x .

$$Z_x = M_{max} / f_s$$

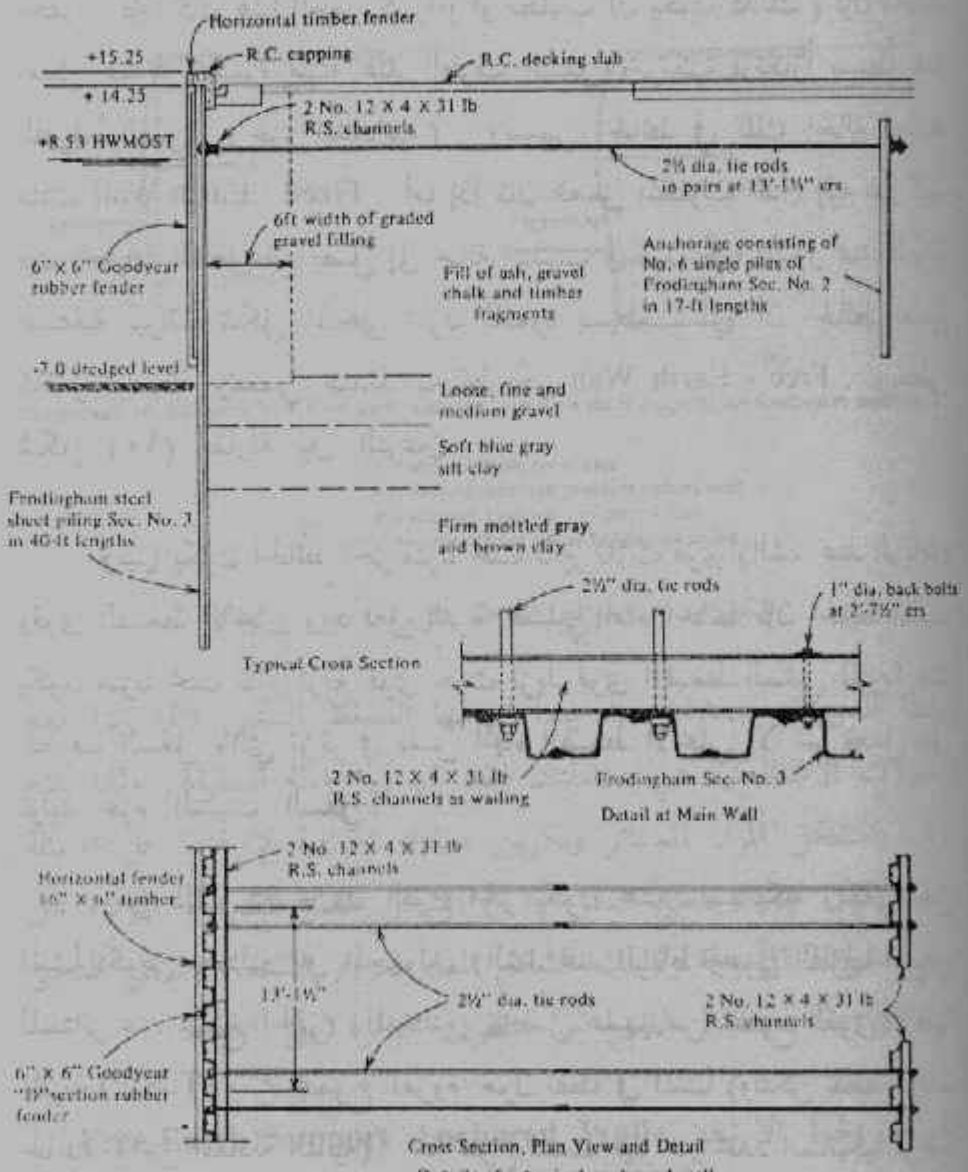
وتؤخذ قيمة f_s مساوية ١٤٠٠ كجم / سم^2 للصلب كإجهاد تشغيل والرقم الناتج من معادلة (٣) يكون معامل القطاع للمتر الطولي من الحائط ويجب قسمة هذا الرقم على عرض القطاع قبل الكشف في الجداول الخاصة بالستائر اللوحية لاختيار القطاع المناسب (عادة عرض القطعة من الستائر اللوحية تساوي ١٦ بوصة وهو ما يساوي تقريباً ٠,٤١ من المتر) .

(ب) الحوائط المربوطة Anchored Type :

اعتماد الحائط على رد فعل التربة في الإتزان قد لا يكفي إذا ما كان ارتفاع الحفر كبيراً حيث يلزم استخدام ستائر ذات أطوال غير عملية للوصول إلى الاتزان وبالتالي يزيد القطاع المطلوب للستائر زيادة غير اقتصادية . علاوة على أن الستائر الكابولية تعاني من الترخيم الكبير عند سطح الردم وتكون غالباً غير ثابتة وبالتالي لا تصلح كمنشأ دائم إلا للإرتفاعات البسيطة (عمق حفر لا يزيد عن أربعة أمتار) . غير أن الكثير من الأعمال الدائمة يصلح لها استخدام الستائر اللوحية مثل ارصفة الموانىء ودعامات الكباري لسهولة دقها في الماء واستخدامها بعد ذلك في استكمال المنشأ مؤقتاً أو كجزء دائم فيه . ولكي يصلح استخدامها بصفة دائمة أو بصفة مؤقتة إذا ما كان الحفر عميق (أعمق من ستة أمتار) فإنه يلزم تثبيت الطرف العلوي للستائر بركيزة ما

لزيادة التثبيت للمنشأ وأيضاً لتقليل الطول الكلي للستائر وأخيراً لتقليل قطاع الوحدات المستخدمة . وأنسب ركيزة علوية هي ربط الستائر بشدادات تنقل جزء من ضغط التربة الإيجابي إلى داخل الردم ويقاوم الجزء المتبقي بضغط التربة السلبي أسفل سطح الحفر .

ويعطي شكل (٩) مثالاً لستائر لوحية مربوطة بواسطة كمرة أفقية R.S.



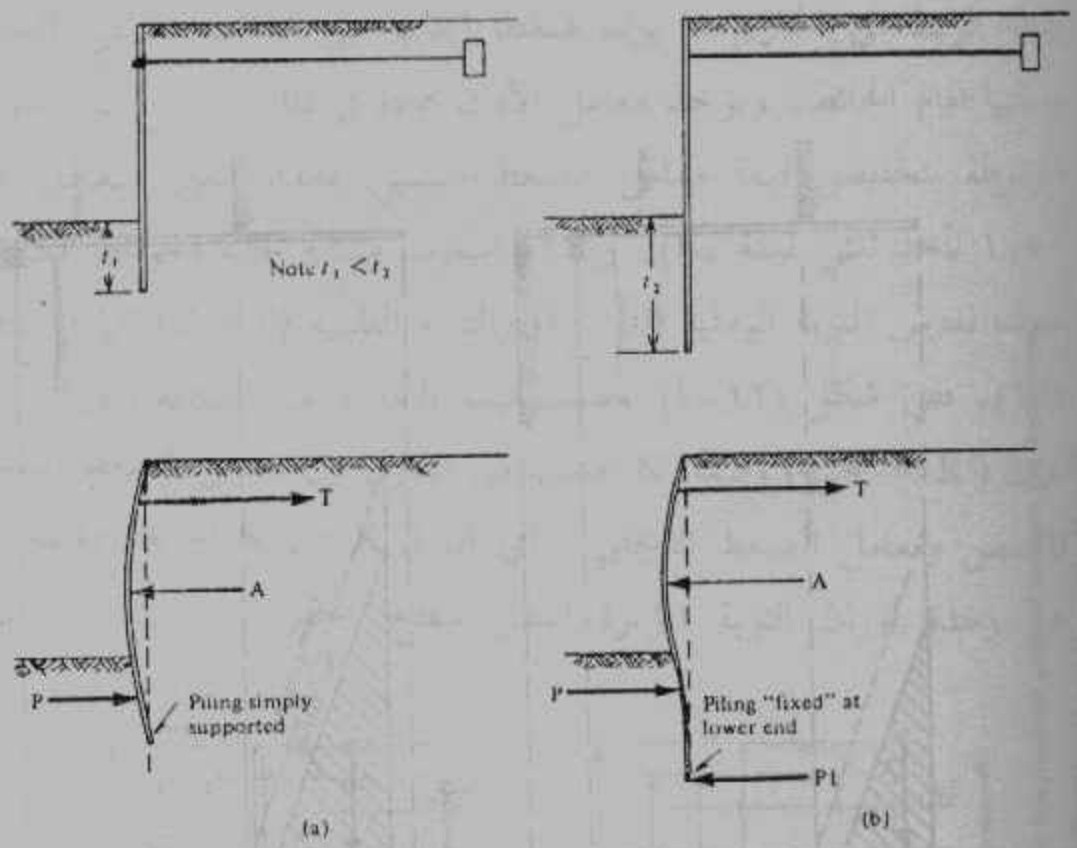
شكل (٩) مثال للحوائط المربوطة

Channels تسمى مدادة Waling حيث تنقل المدادة بدورها الحمل المنتقل إليها من الستائر إلى شدادات ذات تقسيط مناسب تنتهي بنظام تثبيت يعتمد على ضغط التربة السلبي على مسافة بعيدة نسبياً عن الستائر اللوحية الأمامية .

وطرق تصميم الحوائط المربوطة تعتمد على عمق الستائر من سطح الحفر . فإذا كان هذا العمق كبيراً (أو مطلوب أن يكون كذلك) فإن الحائط يعمل عندئذ ككمرة مثبتة عند الطرف السفلي ومرتكزة ارتكازاً بسيطاً عند الطرف العلوي (عند المدادات) . ويسمى الحائط في تلك الحالة بحائط مثبت Fixed - Earth Wall . أما إذا كان العمق المطلوب الدق إليه غير كبير فإن الطرف السفلي لن يصل إلى حالة التثبيت ويكون حُراً ليدور عند النهاية السفلية ليوائم شكل المنحنى المرن لكمرة بسيطة . أي أن الحائط يعمل ككمرة بسيطة وتسمى عندئذ بحائط حُر Free - Earth Wall . ويعطي شكل (١٠) مقارنة بين النوعين .

وبينما يكون الحائط الحر متزنا تحت تأثير ثلاث قوى (الشد عند الرباط) وقوى الضغط الايجابي ورد فعل التربة السلبي امام الحائط فإن الحائط المثبت يكون متزنا تحت تأثير اربع قوى حيث تزيد قوى الضغط السلبي للتربة عند الطرف السفلي والتي تؤثر في نفس اتجاه الضغط الايجابي الا انها تعمل على توليد عزم التثبيت السفلي.

ومن ذلك يتضح ان النوع الحر يكون محددا استاتيكيا ويكفي لحل المنشأ تكوين معادلتين في المجهولين (الشد عند الرباط وعمق الطرف السفلي للستائر عند سطح الحفر) والمعادلتين نحصل عليهما من مجموع القوى الافقية المتزنة (T.A.P) ومن مجموع العزوم حول نقطة في المنشأ (ولتكن نقطة الرباط لحذف T من المعادلة الثانية). اما النوع المثبت فهو غير محدد استاتيكيا لوجود العديد من المجاهيل (الشد في الرباط، وعمق الستائر اسفل سطح الحفر



Comparison of free-earth and fixed-earth support. (a) Free-earth support; (b) fixed-earth support.

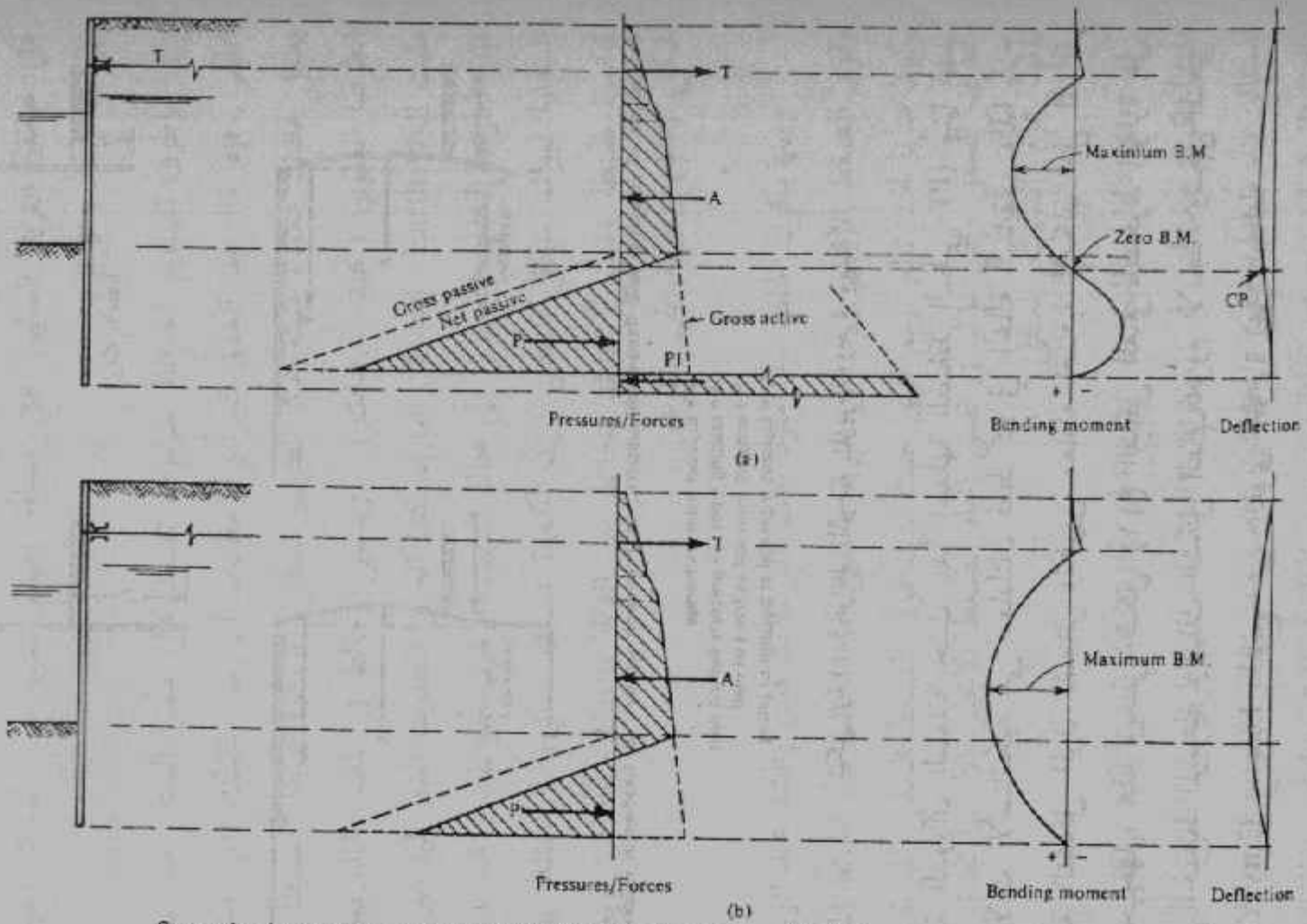
T = support from anchorage
A = loading from soil pressure behind wall
P = support from soil in front of wall
P_1 = support from soil at bottom of piling

شكل (١٠) الحوائط اللوحية المربوطة (حرة ومثبتة)

ونقطة الدوران السفلية حيث يبدأ اسفلها الضغط السلبي (P) بينما عدد المعادلات الاستاتيكية هي معادلتان فقط كما في الحالة السابقة. ولذا يلزم دراسة التشكل المرن للستائر وتكوين معادلة اضافية لإمكان حل المسألة وتصحيحها. هذا ويعطي شكل (١١) الشكل العام للضغوط المؤثرة على نوعي الحوائط المربوطة وكذلك الشكل العام لعزوم الانحناء وشكل المنحنى المرن Elastic Curve الناتج عن القوى المؤثرة على الحائط.

الحوائط الحرة الارتكاز **Free-Earth Support Anchared Walls**

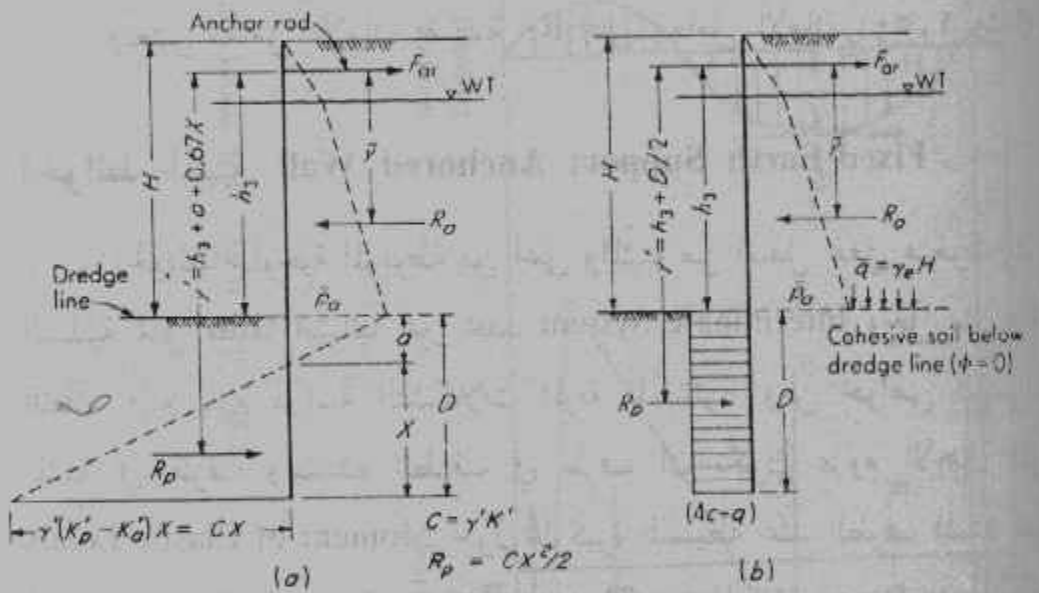
يفترض في شكل انهيار الحائط ان يدور الحائط كجسم صلب حول



Conventional soil pressure, bending moment, and deflection diagrams. (a) Fixed-earth support; (b) free-earth support.

شكل (١١) توزيع الضغوط والعزوم والتشكل المرن للحوائط المربوطة

نقطة الربط الى الخارج مما يولد ضغطا ايجابيا على الجانب الخلفي للحائط وسلبيا امام الحائط. ويؤخذ معامل الأمان عادة في تلك الأنواع من الحوائط المربوطة بتخفيض قيمة معامل الضغط السلبي بمقدار معين (لمعامل امان ١,٥٠ نأخذ ثلثي قيمة K_p). وباتباع اسلوب مشابه لحالة الحوائط الكابولية سوف ندرس التربة الرملية ($C = 0$) والتربة الطينية ($\varnothing = 0$) كما في شكل (١٢). ففي شكل (١٢ ـ آ) نحسب قيمة البعد a من العلاقة ($a = \bar{P}_1/C$) حيث ($C = \gamma' K'$) وقيمة K' تحسب من الفارق بين معامل الضغط السلبي المخفض ومعامل الضغط الايجابي. أي أن ($K' = K'_p - K'_a$) وقيمة γ' هي وحدة أوزان التربة المؤثرة اسفل سطح الحفر.



Anchored sheetpiling, *free-earth* method. (*a*) All granular soil; (*b*) cohesive soil below dredge line with granular-soil backfill.

شكل (١٢) حساب الضغوط على الستائر الحرة الارتكاز

وبأخذ العزوم حول الرباط لجميع القوى للحائط المدقوق في تربة رملية نحصل على قيمة X في صورة معادلة من الدرجة الثالثة تحل بالمعادلة والخطأ (أول محاولة نفرض $X = H/2$) حيث

$$2X^3 + 3X^2(h_3 + a) - \frac{6R_a\bar{y}}{C} = 0 \qquad (3)$$

وتحسب قيمة F (رد فعل الستائر على المدادة) من معادلة إتزان القوى الافقية

$$F = R_a - R_P \qquad (4)$$

ويكون الطول الكلي للستائر هو مجموع H ، a ، X.

وفي حالة التربة الطينية ($\emptyset = D$) تحسب قيمة D من المعادلة الناتجة عن اخذ مجموع العزوم حول الرباط لتنتج معادلة من الدرجة الثانية في D بشرط ان تحقق العلاقة التالية

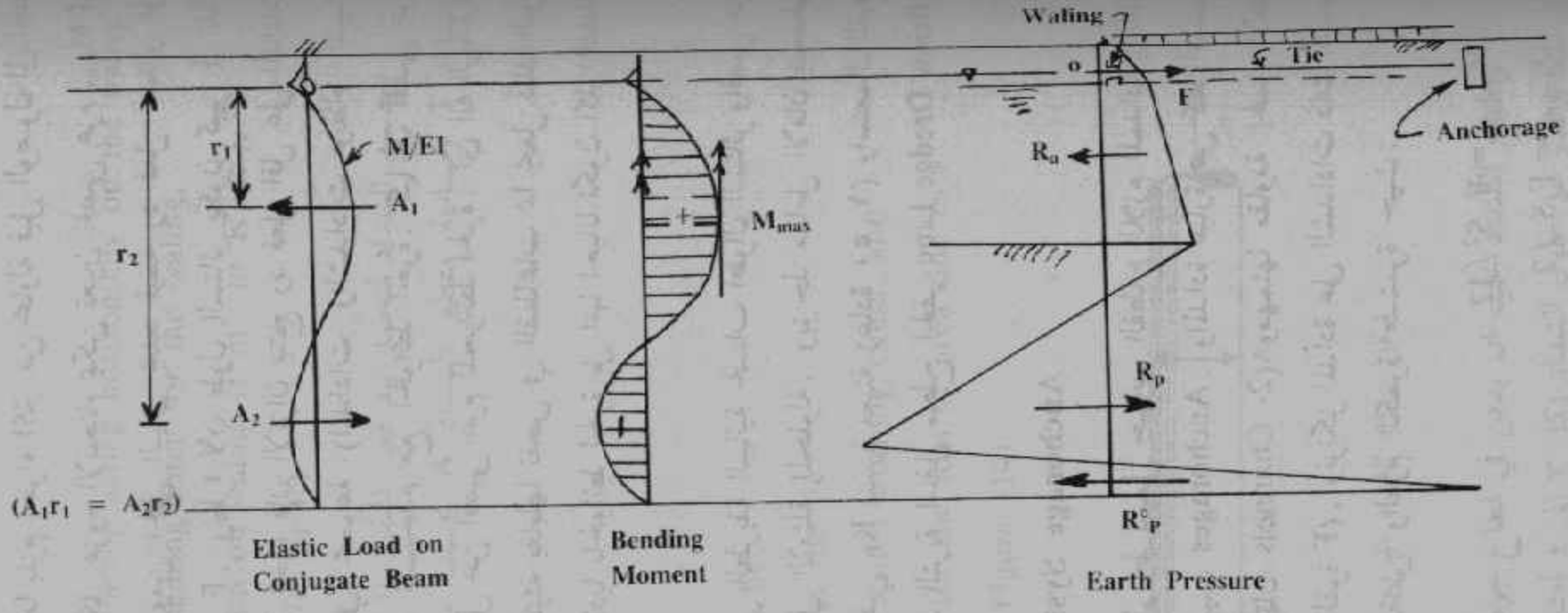
$$C > 0.25q$$

ونعتبر معامل الامان بقسمة R_P على معامل الأمان (١,٥٠ مثلاً).

الحوائط المثبتة Fixed-Earth Support Anchored Wall

الحوائط اللوحية المربوطة من أعلى والمثبتة من اسفل بفعل ضغوط التربة السلبية تمثل نظاما انشائيا غير محدد Interminate System ولحل مثل ذلك النظام فإنه يلزم دراسة التشكلات المرنة للستائر. ومن خواص الكمرات المثبتة في طرف والممتدة الطرف في طرف ان تكون عزوم الأحمال المرنة Moment of Elastic Loads حول الركيزة البسيطة عند الطرف الممتد يجب أن تساوي صفراً. ويعطي شكل (١٣) الكمرة المرافقة Conjugate Beam للستائر اللوحية المثبتة ويمثل العزم (المطلوب تحديده) مقسوماً على E I الحمل المرن. ولكي يعطي هذا الحمل المرن عزوما تساوي صفرا حول الشداد فيجب ان يتساوى عزما المساحتان A_1، A_2 حول نقطة 0. ويمكن تحقيق هذا الشرط اذا ما كانت المساحة A_2 تساوي تقريباً ٤٢٪ من مساحة A_1.

ويعتبر الحل البياني من ابسط الحلول حيث يتم رسم عزوم الانحناء بيانيا واستخدام خط قفل Closing Line مناسب يولد المساحات A_1، A_2



شكل (١٣) الاتزان المرن للحائط المثبت

بالنسب المطلوبة. وغالبا ما يلزم إجراء اكثر من محاولة قبل الوصول الى الخط القاقل المطلوب. ومن شكل عزوم الانحناء يمكن تعيين اقصى عزم M_{max} كما يظهر في شكل (١٣). ومن الحل البياني يحدد قيمة رد فعل الستائر على المدادات لوحدة الأطوال F. ونظرا لأن طول الستائر يكون كبيرا في تلك الحوائط بالمقارنة بالحوائط الحرة فإن الاتزان ينتج رد فعل اقل على المدادات وبالتالي يكون الرباط في مجموعة (المدادات والشدادات ونظام التثبيت الخلفي) أصغر من ذلك المستخدم مع الحوائط الحرة. كما أن أقصى عزم للحوائط المثبتة دائما ما يقل عن اقصى عزم للحوائط الحرة. اي انه الزيادة في طول الستائر للحوائط المثبتة يقابلها نقص في القطاعات مما يجعل ذلك النوع من الحوائط مقارن اقتصاديا بالحوائط الحرة بل انها احيانا تكون اكثر اقتصادا منها.

هذا وسوف نعرض الطريقة البيانية لحساب اطوال الستائر واقصى عزم ورد الفعل على الرباط في الامثلة المحلولة. ويؤخذ معامل الامان بتخفيض قيمة معامل الضغط السلبي K_P بنسبة معينة (عادة ١,٥٠) واستعمال القيمة المخفضة لحساب ضغوط التربة اسفل سطح الحفر Below Dredge Line.

مجموعة الرباط Anchorage System

تصميم مجموعة الرباط يشمل حساب القطاع اللازم للمدادة Waling والشداد Tie ونظام التثبيت Anchorages. والمدادة عبارة عن كمرة مستمرة من الصلب (غالبا مجرتان 2- Channels) ومهمتها مقاومة الحمل الافقي المنقول لها من الستائر (القوة F). وترتكز المدادة على الشدادات ذات التقسيط الثابت S. ويحسب القص والعزم لكمرة مستمرة حيث:

$$M_{waling} = F.\ S^2 / 12 \qquad (5\text{- a})$$

$$Q_{waling} = F.S. / 2 \qquad (5\text{- b})$$

Where

M_{waling} = maximum bending acting horizontally on the waling,

Q_{waling} = maximum shearing force for the waling,

F = sheets reaction on waling (t/ m', or K / ft'),

S = ties spacing (m or ft).

ويصمم الشداد لتحمل رد فعل المنقول له من المدادة حيث القوة في الشداد T ومساحة مقطع الشداد A تحسب من

$$T = F.S \quad \ldots\ldots (6\text{-a})$$

$$A = T/(0.8\, f_s) \quad \ldots\ldots (6\text{-b})$$

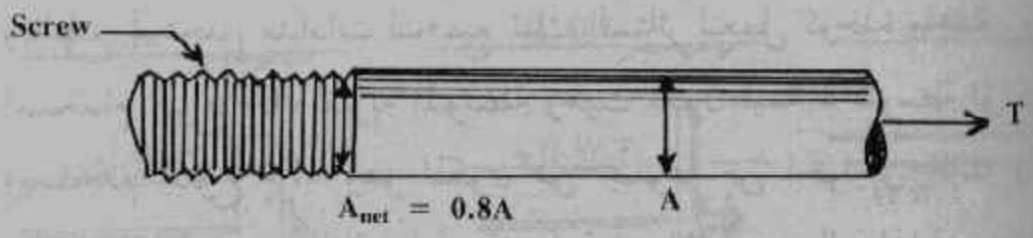
Where

T = force in the tie,

A = gross area of the tie,

f_s = 1400 kg/cm^2, steel working stress, and

0.8 is a factor for the loss of area due to screw threads, Figure (14).



شكل (١٤) الشداد المبروم

وأسياخ الشداد يجب ان يدفن في قطاع خرساني. ذلك القطاع يحتاج الى نقط ارتكاز على طول الشداد (كل ٣ الى ٤ أمتار). والركيزة تكون قاعدة

مربعة حوالي ٠,٧٥ × ٠,٧٥م وسُمك حوالي ٠,٣٠م من خرسانة مسلحة بتسليح خفيف (حوالي ٤ × ٤ ∅ ١٠مم). كما يحتاج القطاع الى كانات (∅ ٦ مم كل ٢٠ سم). والشداد يجب عزله عن الماء Waterproofed على كامل الطول. وفي حالة الإحتياج لمساحة كبيرة للشداد يمكن اللجوء الى قطاعات انشائية من الصلب المدرفل مثل الزوايا Angles او المجاري Channels أو الكمرات WF.I. beams. وفي تلك الحالة (كما في الحالة السابقة) يعمل قميص من الخرسانة المسلحة حول القطاع الصلب لحمايته من الصدأ ووصول المياه اليه. وايضا لحمايته من الحوادث واصطدام آلات الحفر (مثلا) بالقطاع الصلب مباشرة.

وينتهي الشداد بنظام تثبيت Anchorage System يعتمد نوعة على قيمة الشد T ونوع الردم (التربة) خلف الستائر. ويعطي شكل (٥) الأنواع المختلفة للمثبتات. فالنوع «A» يتكون من كتلة خرسانية غير مسلحة Anchor Block ويكثر استخدام مثل ذلك المثبت اذا كانت القوة T متوسطة الى صغيرة والردم المستخدم متوسط الجودة الى جيد (رمل متوسط مثلا). ويعطي النوع «B» طريقة او نظاما مختلفا لتثبيت الشداد وهو باستخدام الضغط السلبي للتربة خلف الستائر. ويتكون هذا النوع من حائط (متصل او منفصل) من الستائر اللوحية (غالبا من نفس قطاعات الستائر الرئيسية) وبالطبع تستخدم مدادات لتجميع تلك الستائر لتعمل كوحدة واحدة. ويكثر استخدام النوع «B» للتربة المتوسطة وحيث تكون قيمة T متوسطة الى كبيرة. ويستخدم النوع «F» وهو المكون من مجموعة من الخوازيق المائلة (أحيانا خليط من الخوازيق المائلة والرأسية) مثبتة في بلاطة خرسانية الهدف منها تقليل الضغط على الستائر بنقل احمال القوى المتحركة او الأحمال الحية (مثل البضائع) الى الخوازيق وبذا يكون ضغط التربة الايجابي اقل ما يمكن وذلك بحذف تأثير الأحمال السطحية على الرصيف. ويقوم هذا النظام بالاضافة الى ذلك بربط الحائط من اعلاه (يقوم بعمل المدادات والشدات في آن) وغالبا ما

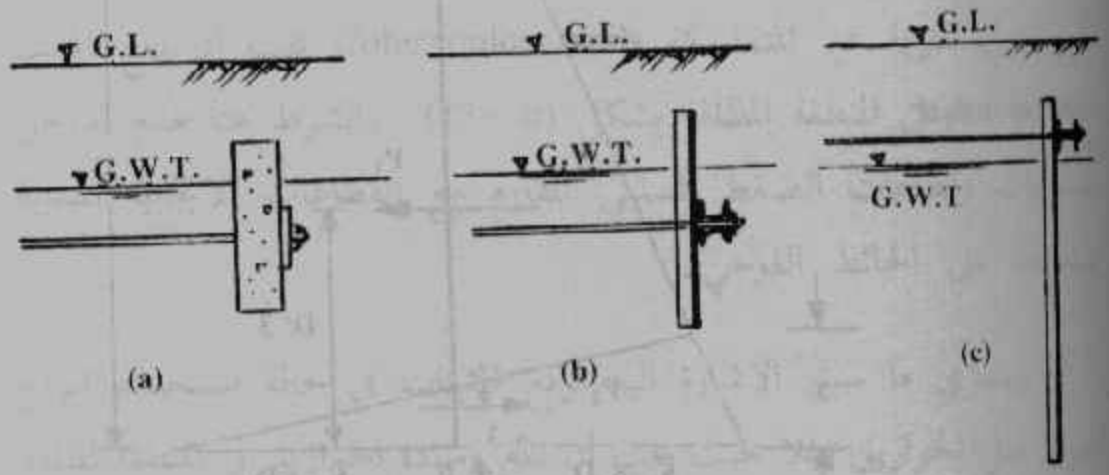
يعتبر الحائط مثبت من اعلاه وذلك لكبر عزم قصور البلاطة العلوية.

ويعطي النظام المبين بشكل «E2» نوعا مختلفا عن النظم السابقة حيث يُلغى الشداد الافقي ويستبدل بشداد مائل ينتهي في تربة متماسكة كثيفة تكفل التثبيت المطلوب واحيانا تحقن التربة عند طرف هذا الشداد لتوليد الربط اللازم. وقد يستخدم قطاع معدني H كشداد ويتم توزيع حمل الشد على التربة بالاحتكاك على مدى طول الخازوق المائل. وتجدر الاشارة هنا ان هذا النوع يتطلب مدادة كالأنواع السابق ذكرها. والنوع الاخير المكون من خوازيق مائلة كمثبت «E3» تستخدم لتحمل الشد الكبير وذلك عن طريق مركبتي الشد والضغط الأفقية المتولدة في الخوازيق. ويراعى ان تكون تلك الخوازيق (وايضا جميع الأنواع الأخرى من المثبتات) متواجدة في منطقة متزنة من التربة بعيدا عن اسطح القص المحتملة كما سيرد لاحقا.

المثبتات المعتمدة على الضغط السلبي للتربة

Anchorages Relying on Passive Resistance

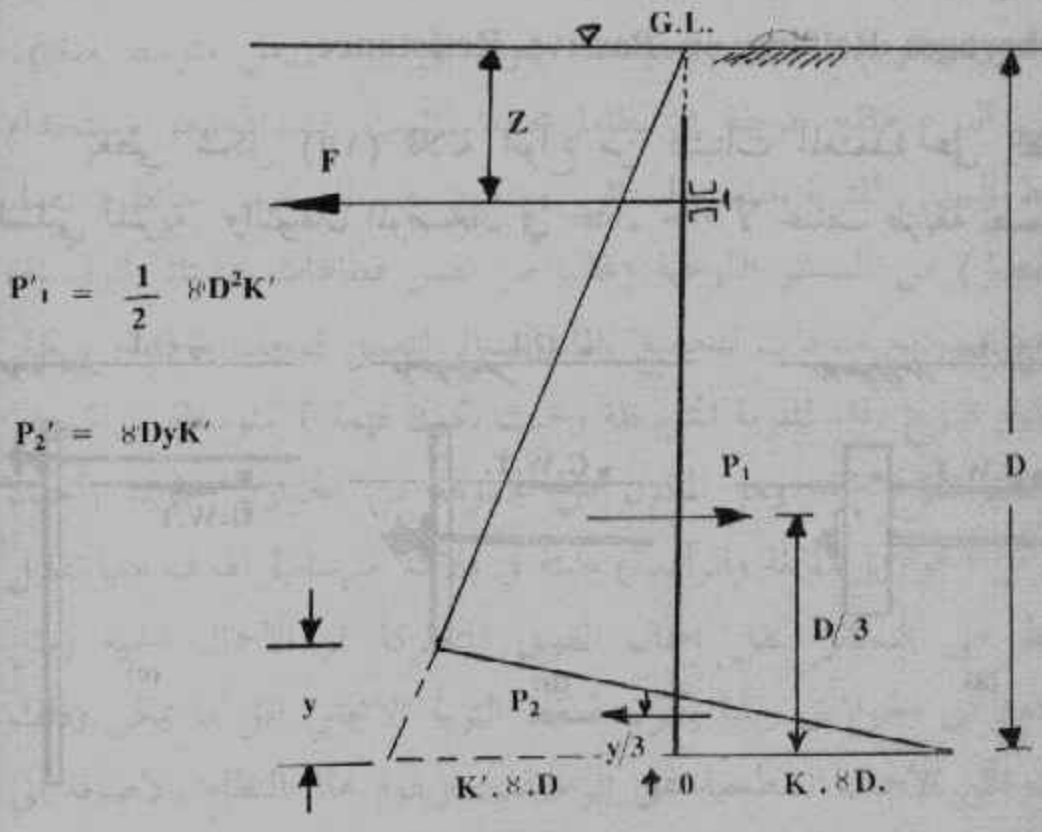
يعطي شكل (١٥) ثلاثة انواع من المثبتات المعتمدة على الضغط السلبي للتربة. والنوعان الموضحان في «a»، «b» لا تختلف طريقة تصميمها



شكل (١٥) المثبتات المعتمدة على الضغط السلبي

حيث يصنع الأول من بلاطة من الخرسانة المسلحة والثاني من الصلب (عدة قطع قصيرة من الستائر). وتحدد قيمة مساحة البلاطة بمساواة حمل الشد في الشداد بالضغط الخالص (السلبي مطروحا منه الايجابي) المؤثر على البلاطة الرأسية. وفي هذه الأنواع اذا كان ارتفاع البلاطة اكبر او مساوٍ ٠,٦ العمق الكلي من سطح الأرض. فإن الضغط الخالص يؤخذ كمثلث قاعدته عند قاع البلاطة ورأسه عند سطح الأرض.

والمثبت الكابولي Cantilever anchorage (شكل 15-C) والمكون من حائط لوحي مكون من قطع من نفس قطاع الستائر المعدنية الرئيسية يصمم طوله بحيث يتم الاتزان بين مجموعة الضغوط الخالصة والقوة الافقية في الشداد. والاتزان يتم بتساوي مجموع القوى الافقية المؤثرة على المثبت وكذلك بأن يتلاشى مجموع العزوم حول اية نقطة (حول الطرف السفلي 0). ومن المعادلتين المتمخضتين عن الشرطين السابقين تحدد قيم D, Y. كما يظهر في شكل (١٦).



شكل (١٦) اتزان المثبت الكابولي

والمعادلتان تعطيان كالاتي:

Σ Horiz. Forces = 0

$$F - P_1' + P_2' = 0 \quad \text{..... (a)}$$

Σ Moment about O = 0

$$(D - Z)\,F - D/3\,P_1' + y/3\,P_2' = 0 \quad \text{..... (b)}$$

وبحل المعادلتين a، b نحصل على قيمة D، y.

موقع المثبتات Location of Anchorages

لكي تتحقق المقاومة المرتجاة من الشداد ومجموعة الربط فيجب أن يكون طول الشداد (أو بالاحرى موقع نظام التثبيت) ذا قيمة لا يقل عنها Minimum Length.

في التربة المتماسكة Cohesive Soils يجب ان يحقق طول الشداد الشرطان التاليان:

1- $L \geqslant H$

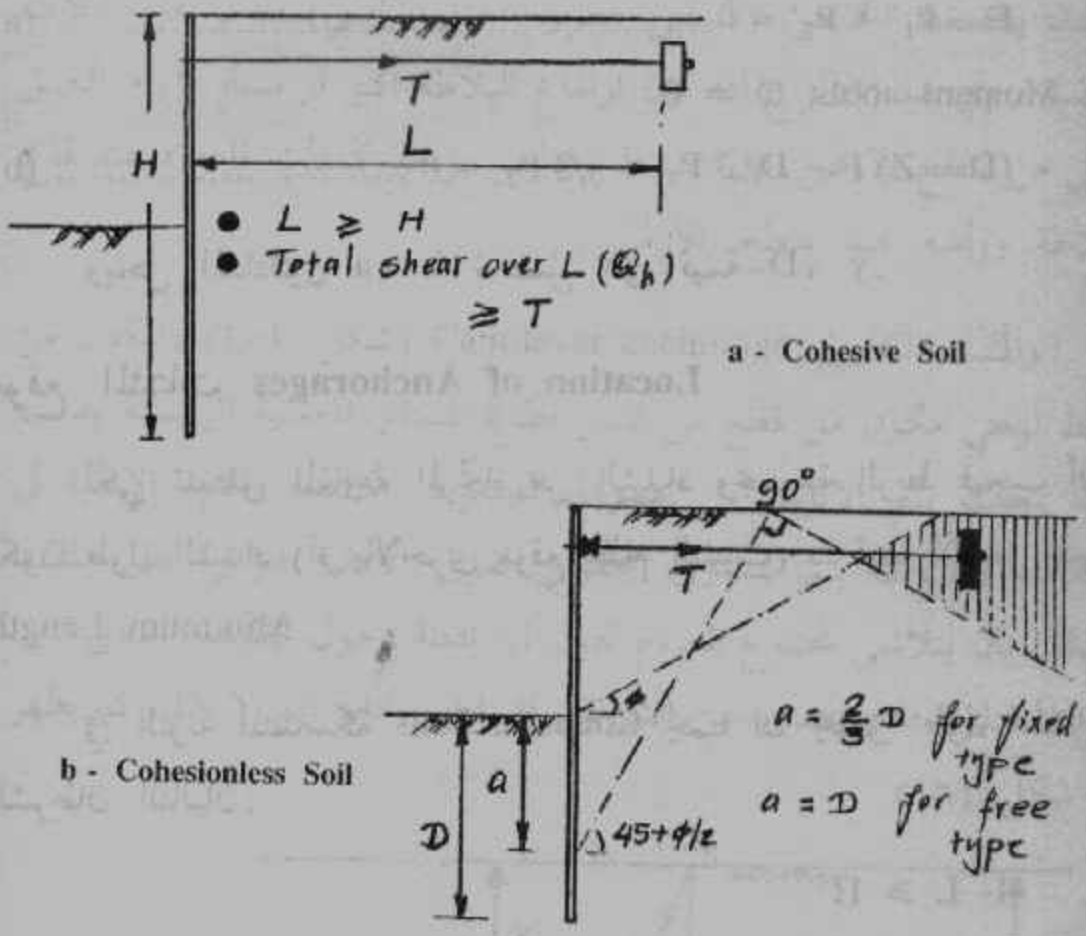
2- Total Shear over L $(Q_h) \geqslant T$

حيث قيم H، L موضحة بشكل (17-a)

وفي التربة غير المتماسكة Cohesionless Soils يجب أن يقع المثبت Anchorage في المنطقة المظللة بشكل (17 – b). والشرط هنا عدم تداخل مستويات وقطاعات الضغط السلبي المقاوم مع القطاعات الايجابية المسببة للضغط على الحائط اللوحي.

ويسري ما سبق الاشارة اليه لموقع المثبتات في حالة استخدام انواع أخرى مثل الخوازيق مثلا حيث يجب أن تقع وسادة الخوازيق في المنطقةالمظللة للتربة غير المتماسكة وأن يكون الطول الادنى للشداد للتربة المتماسكة محققاً

للشرطين الموضحين بشكل (١٧).



شكل (١٧) طول الشدادات

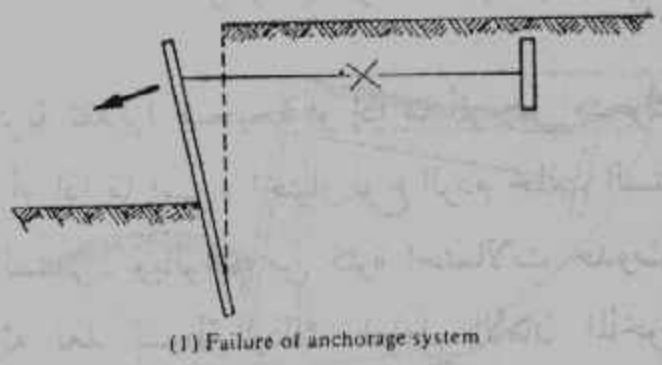
انهيار الحوائط اللوحية المربوطة

فيما يلي اشكال الانهيار المحتملة للحوائط اللوحية المربوطة وكيفية تلافي ذلك الانهيار واخذ معامل الامان المناسب لكل حالة:

١ - إنهيار مجموعة الربط Failure of Anchor System

قد يحدث انهيار لمجموعة الربط اذا حدث انهيار في مسامير تثبيت الستائر بالمدادة او انهيار في المدادات او انهيار في الشداد او انهيار في تثبيت

الشداد في نظام التثبيت او انهيار في نظام التثبيت نفسه. وقد يحدث الانهيار نتيجة قصر الشداد وتواجد نظام التثبيت قريبا جدا من الستائر. ويمثل هذا النوع من الانهيار اكثر انواع الانهيارات حدوثا وذلك لضعف في التنفيذ والاهتمام بالتفاصيل اللازمة او لاخطاء في التصميم نفسه. ويعطي شكل (١٨) تمثيلا لهذا الانهيار.



(1) Failure of anchorage system

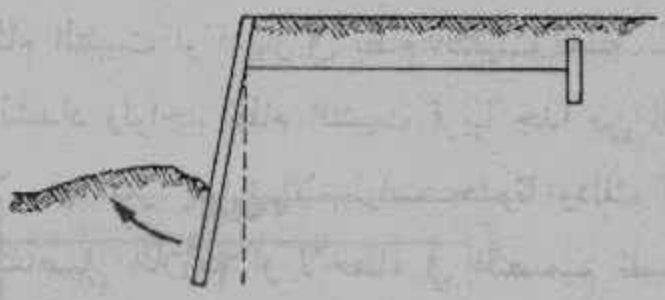
شكل (١٨) انهيار مجموعة الربط

٢- تحرك الستائر عند القدم **Movement of the Toes of Piling**

يحدث هذا الانهيار نتيجة خطأ في حساب عمق الاختراق Inadquate penetration فيكون الضغط السلبي امام القدم غير كاف للاتزان فتحدث الحركة الكبيرة وبالتالي الانهيار. وقد يكون سبب قلة عمق الاختراق هذا نتيجة حادث او إهمال مثل تعميق زائد عن اللازم Overdredging او نحر نتيجة دوران محركات السفن أو حركة تيار الماء أو الأمواج. ويعد هذا الانهيار من الانهيارات الشائعة وتمثل مع النوع السابق الغالبية العظمى من انهيارات الحوائط المربوطة . ويعطي شكل (١٩) تمثيلاً لهذا النوع من الانهيارات .

٣- انهيار الستائر بالانحناء **Bending Failure**

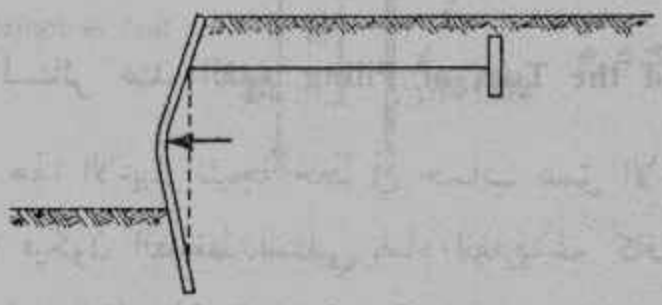
يحدث هذا الانهيار إذا ما اختير قطاع للستائر لا يتحمل العزوم المؤثرة على الستائر نتيجة خطأ في حساب العزوم أو إذا ما لم تقدر قيم الضغوط



(2) Bottom of piles move outward

شكل (١٩) تحرك الستائر عند القدم

الايجابية للتربة تقديرا صحيحا او إذا ما أثر حمل متحرك أعلى الردم ذو قيمة غير متوقعة أو إذا ما اسيء اختيار نوع الردم خلف الستائر أو إذا حدث نحر امام قدم الستائر. وبالرغم من كثرة احتمالات حدوث هذا الانهيار إلا أن نسبة حدوثه تعد بسيطة وذلك لمعامل الأمان المأخوذ لمادة الصلب عند التصميم. ويعطي شكل (٢٠) تمثيلا لهذا الانهيار.



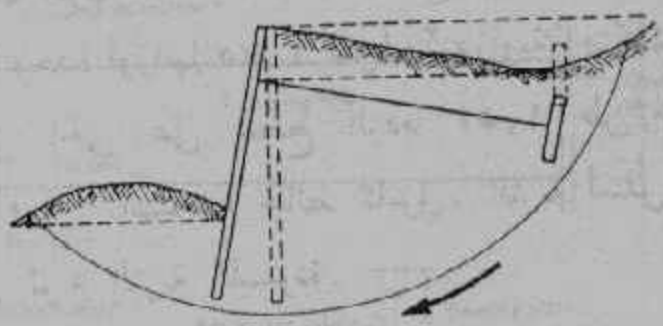
(3) Failure of piling in bending

شكل (٢٠) انهيار بالإنحناء

٤ - إنهيار كُلي بالإنزلاق Overall Circular Slip Failure

في حالة التربة الطينية الرخوة Soft Clay يحدث مثل هذا الانهيار نتيجة لوزن التربة خلف الستائر مما يسبب عدم اتزان للميل الرأس المسنود بالستائر. وعادة ما يمر قوس دائرة الاتزان بأسفل الحائط ممتدا مسافة عميقة إذا كان سُمك الطبقات الرخوة كبيرا. وقد يحدث انهيار بالقص (انهيار قدرة

احتمال) بتحرك كتلة من التربة الرخوة الى الخارج في المنطقة أسفل الحائط مما يستتبع هبوط التربة فجأة خلف الحائط نتيجة هذا التحرك. ويعد هذا النوع من الانهيارات أصعبها تقديرا ويتطلب الكثير من البحث. وعلاج مثل هذا الانهيار يكون بزيادة عمق الاختراق للستائر (زيادة الطول). ويمكن أيضا زيادة الاتزان بعمل قدمة امام الحائط Counter Weight. ويعطي شكل (٢١) تمثيلا للانهيار بالانزلاق.

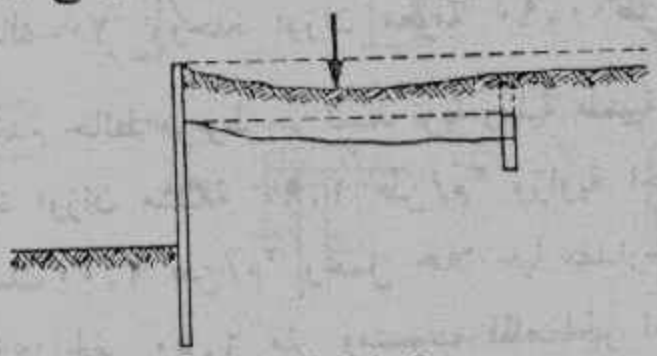


(4) Circular slip in soft clay

شكل (٢١) انهيار بالانزلاق

٥ - هبوط الردم خلف الحائط Settlement of Filling

يعتبر الهبوط الزائد Excessive Settlement نوعاً من الانهيار وقد يسبب هذا الهبوط سحب الشداد الى أسفل مما يفقده فاعليته. ويسبب هذا الهبوط واحد من سببين: الأول تصلب الردم نفسه Consolidation of the filling أو هبوط طبقة تحتية رخوة نتيجة وزن الردم. وعلى ذلك فيجب دراسة الاحتمالين لتجنب هذا النوع من الانهيارات والموضح بشكل (٢٢).



(5) Settlement behind wall

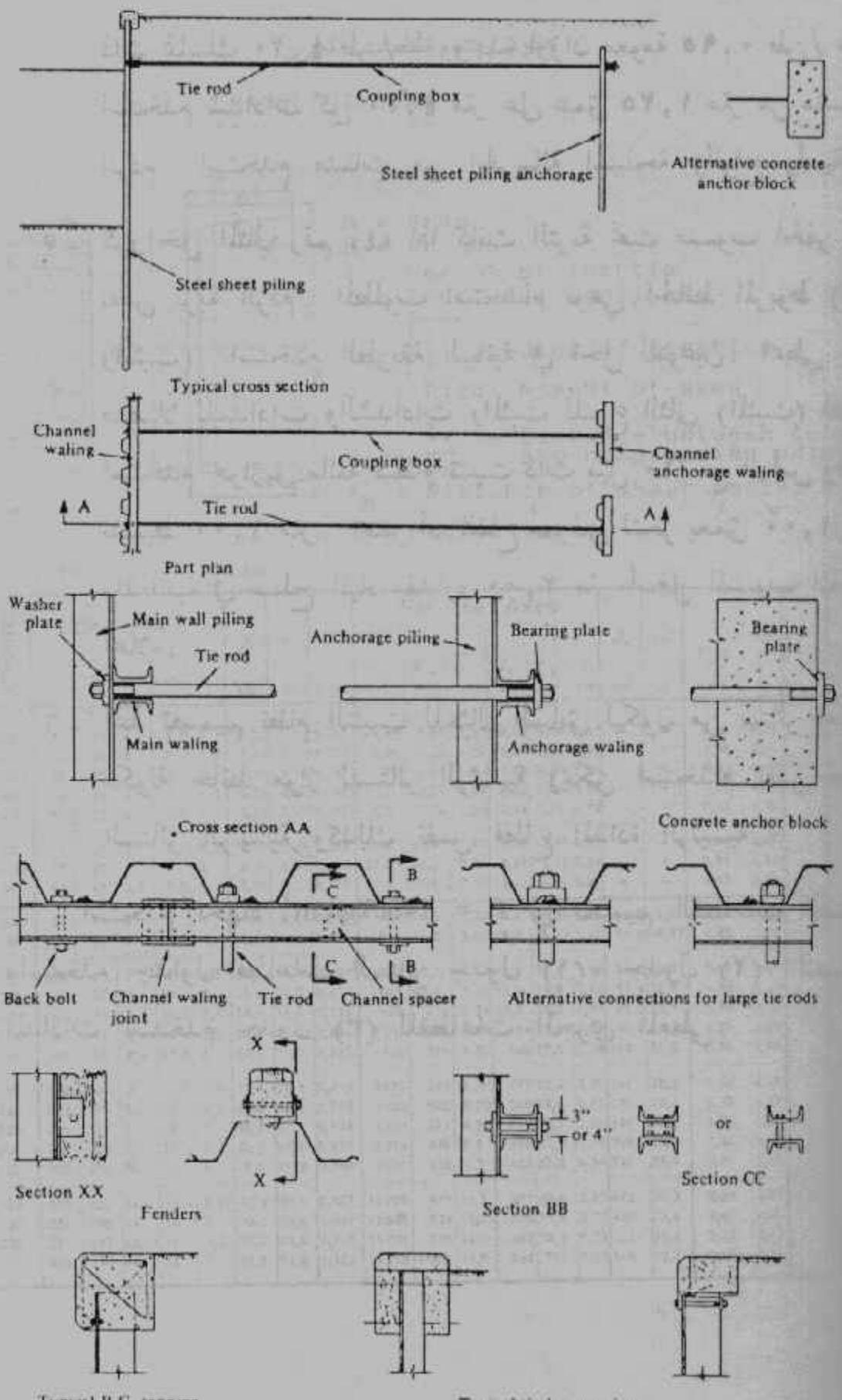
شكل (٢٢) انهيار هبوط الردم

تفاصيل اجزاء الحوائط اللوحية:

يبين شكل (٢٣) التفاصيل اللازمة للستائر والمدادات واتصالها بالستائر والشداد وتثبيت الشدادات في المثبتات وكذلك رأس الستائر S.P.Capping.

أمثلة محلولة للحوائط اللوحية:

١ ـ احسب طول الستائر اللوحية وقطاع الوحدات المستخدمة لسند تربة رملية وحدة أوزانها ١,٧٥ طن/م^{٣} وزاوية احتكاكها الداخلي ٣٠ .



شكل (٢٣) تفاصيل اجزاء الحائط اللوحي

والشداد وتثبيت الشدادات في المثبتات وكذلك رأس الستائر S.P.Capping.

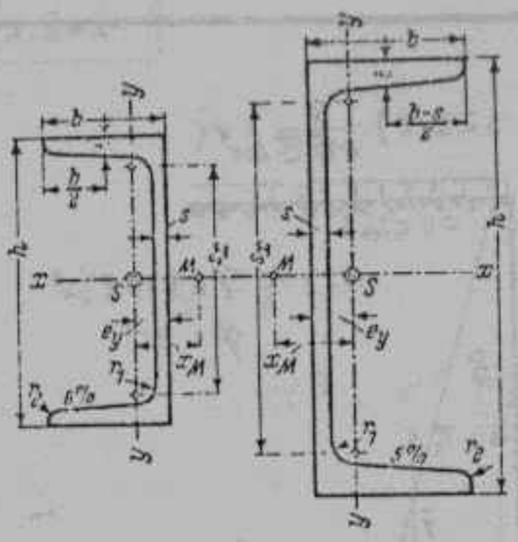
أمثلة محلولة للحوائط اللوحية:

١ ـ احسب طول الستائر اللوحية وقطاع الوحدات المستخدمة لسند تربة رملية وحدة أوزانها ١,٧٥ طن/م^{٣} وزاوية احتكاكها الداخلي ٣٠ . الحمل الحي على سطح الردم ١,٥٠ طن/م^{٢}. عمق الحفر ٤,٥٠متر. استخدم حائط كابولي. التربة أسفل سطح الحفر من نفس نوع التربة المسنودة.

٢ ـ إحسب طول الستائر اللوحية الكابولية وقطاعها لسند تربة غير متماسكة ذات وحدة اوزان مشبعة ١,٨٥ طن/م^{٢} وزاوية احتكاك داخلي ٣٢°. التربة عند القاع طينية ذات تماسك ٣,٥٠ طن/م^{٢}. إرتفاع الماء امام وخلف الحائط ٤,٠٠ متر وعمق الحفر ٥,٠٠ متر. الحمل الحي ١,٠٠ طن/ م^{٢}. وحدة أوزان التربة تحت منسوب الحفر ١,٨٠ طن/م^{٣}.

٣ ـ كرر حل المثال رقم «٢» اذا كانت التربة تحت منسوب الحفر مكونة من طمى طيني Clayey Silt ذا تماسك ١,٨٠ طن/م^{٢} وزاوية احتكاك ٢٠° ووحدة اوزان معومة ٠,٩٠ طن/م^{٣}.

٤ ـ استخدم حائط مربوط حر لسند تربة رملية طمية Silty Sand ذات وحدة اوزان مشبعة ١,٩٠ طن/م^{٣} وزاوية احتكاك داخلي ٣٠° وتماسك ١,٠٠ طن/م^{٢} وتحمل حملا حيا مقداره ٢,٠٠ طن/م^{٢}. إرتفاع الحفر ٦,٥٠ متر ومنسوب الماء الحر امام وخلف الحائط ١,٥٠ متر أسفل منسوب الردم. التربة اسفل منسوب الحفر طينية



A = Area
G = Weight
I = Moment of inertia
Z = Sectional modiluse

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ readius of giration

S_x = First moment of area

$S_x = \frac{I_x}{S_x}$ = Distance between tension and compression points.

x_M = Distance of shear center M

η = useful ratio

C < 300 C ≥ 320

Remark	DIM in mm					A	G	U	For The Axes						S_x	s_x	$y-y$ e_y	x_M
									x – x			y – y						
	h	b	s	$t=r_1$	r_2	cm²	kg/m	m²/m	I_x cm⁴	Z_x cm³	i_x cm	I_y cm⁴	Z_y cm³	i_y cm	cm³	cm	cm	cm
30 x 15	30	15	4	4,5	2	2,21	1,74	0,103	2,53	1,69	1,07	0,38	0,39	0,42	–	–	0,52	0,74
30	30	33	5	7	3,5	5,44	4,27	0,174	6,39	4,26	1,08	5,33	2,60	0,99	–	–	1,31	2,22
40 x 20	40	20	5	5	2,5	3,51	2,75	0,141	7,26	3,63	1,44	1,06	0,78	0,55	–	–	0,65	0,98
40	40	35	5	7	3,5	6,21	4,87	0,199	14,1	7,05	1,50	6,68	3,08	1,04	–	–	1,33	2,32
50 x 25	50	25	6	6,5	3	5,50	4,32	0,178	18,0	7,18	1,81	2,94	1,75	0,73	–	–	0,82	1,26
50	50	38	5	7	3,5	7,12	5,59	0,232	26,4	10,6	1,92	9,12	3,75	1,13	–	–	1,37	2,47
60 x 30	60	30	6	6	3	6,46	5,07	0,215	31,6	10,5	2,21	4,51	2,16	0,84	–	–	0,91	1,50
65	65	42	5,5	7,5	4	9,03	7,09	0,273	57,5	17,7	2,52	14,1	5,07	1,25	–	–	1,42	2,60
80	80	45	6	8	4	11,0	8,64	0,312	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33	15,9	6,65	1,45	2,67
100	100	50	6	8,5	4,5	13,5	10,6	0,372	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47	24,5	8,42	1,55	2,93
120	120	55	7	9	4,5	17,0	13,4	0,434	364	60,7	4,62	43,2	11,1	1,59	36,3	10,0	1,60	3,03
140	140	60	7	10	5	20,4	16,0	0,497	605	86,4	5,45	62,7	14,8	1,75	51,4	11,8	1,75	3,37
160	160	65	7,5	10,5	5,5	24,0	18,8	0,566	925	116	6,21	85,3	18,3	1,89	68,8	13,3	1,84	3,56
180	180	70	8	11	5,5	28,0	22,0	0,611	1350	150	6,95	114	22,4	2,02	89,6	15,1	1,92	3,75
200	200	75	8,5	11,5	6	32,2	25,3	0,661	1910	191	7,70	143	27,0	2,14	114	16,8	2,01	3,94
220	220	80	9	12,5	6,5	37,4	29,4	0,718	2690	245	8,48	197	33,6	2,30	146	18,5	2,14	4,20
240	240	85	9,5	13	6,5	42,3	33,2	0,775	3600	300	9,22	248	39,6	2,42	179	20,1	2,23	4,39
260	260	90	10	14	7	48,3	37,9	0,834	4820	371	9,99	317	47,7	2,56	221	21,8	2,36	4,66
280	280	95	10	15	7,5	53,3	41,8	0,890	6280	448	10,9	399	57,2	2,74	266	23,6	2,53	5,02
300	300	100	10	16	8	58,8	46,2	0,950	8030	535	11,7	495	67,8	2,90	316	25,4	2,70	5,41
320	320	100	14	17,5	8,75	75,8	59,5	0,982	10870	679	12,1	597	80,6	2,81	413	26,3	2,60	4,82
350	350	100	14	16	8	77,3	60,6	1,047	12840	734	12,9	570	75,0	2,72	459	28,6	2,40	4,45
380	381	102	13,34	16	11,2	79,7	62,6	1,110	15730	826	14,1	613	78,4	2,78	505	31,1	2,35	5,43
400	400	110	14	18	9	91,5	71,8	1,182	20350	1020	14,9	846	102	3,04	618	32,9	2,65	5,11

Ex. 1-1

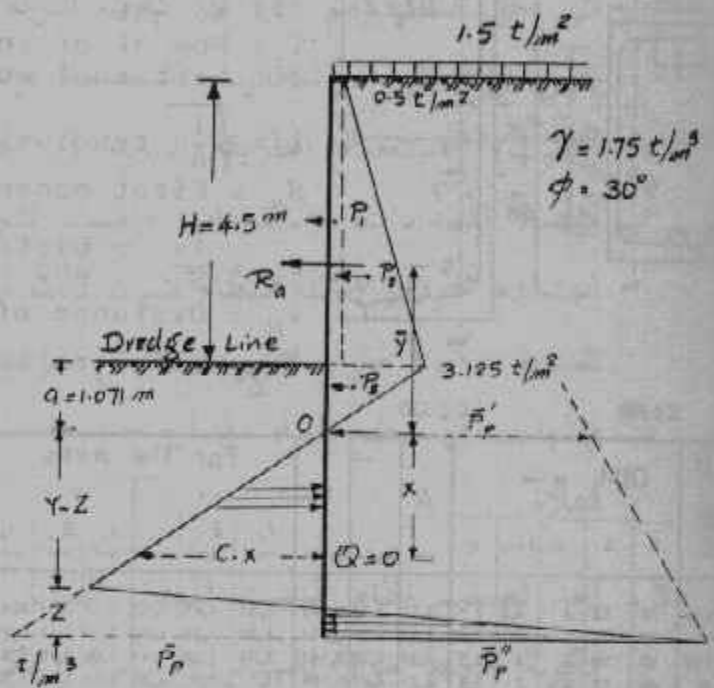
Soil Constants;

$$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = 1/3$$

$$\bar{K}_p = \frac{2}{3} K_p = 2.0$$

(Factor of safety of 1.5 is considered)

$C = 1.75(2-1/3) = 2.9167$ t/m²



Earth Pressures;

$e_{top} = (1.5)(1/3) = 0.5$ t/m²

$e_{dredge} = (1.5 + 4.5 \times 1.75)(1/3) = 3.125$ t/m²

Distance "a" $= \frac{3.125}{1.75(2-1/3)} = 1.071$ m

$\bar{P}'_p = (1.5 + 4.5 \times 1.75 + 1.071 \times 1.75)\, 2.0 - 1.75 \times 1.071 \times 1/3 = 21.86$ t/m²

Active Force R_a;

$P_1 = 0.5 \times 4.5 = 2.25$ t/m'

$P_2 = \frac{2.625 \times 4.5}{2} = 5.91$ t/m'

$P_3 = \frac{3.125 \times 1.071}{2} = 1.67$ t/m'

$\therefore R_a = \underline{9.83 \text{ t/m'}}$

Ex.1-1

$$\bar{y} = \frac{1}{9.83}(2.25 \times 3.321 + 5.91 \times 2.571 + 1.67 \times 0.714) = \underline{2.43 \ m}$$

Using Eqn (1)

$$\gamma^4 + \gamma^3 \frac{\bar{P}'_p}{c} - \gamma^2 \frac{8R_a}{c} - \gamma\left[\frac{6R_a}{c^2}(2\bar{y}c + \bar{P}'_p)\right] - (6R_a \bar{y} \bar{P}'_p + 4R_a^2)/c^2 = 0$$

where;

$$\bar{P}'_p/c = 21.86/2.9167 = 7.495 \ m,$$

$$8R_a/c = 8 \times 9.83/2.9167 = 26.962 \ m^2,$$

$$\frac{6R_a}{c^2}(2\bar{y}c + \bar{P}'_p) = 6.933(14.175 + 21.86) = 249.831 \ m^3,$$

$$(6R_a \bar{y} \bar{P}'_p + 4R_a^2)/c^2 = \frac{3133 + 386.5}{8.507} = 413.718 \ m^4$$

$$\therefore \gamma^4 + 7.495\gamma^3 - 26.962\gamma^2 - 249.831\gamma - 413.718 = 0$$

$$= (\lambda) \text{ say}$$

Let $\gamma = 4.0 \ m, \ 5.0 \ m, \ 6.0 \ m$ } $\therefore \gamma \equiv 5.95 \ m$

$\therefore \lambda = -1108.7, \ -775.1, \ +31$ }

$\therefore$ Total Length $L = H + A + \gamma = \underline{11.5 \ m}$

Sheets Section;

Section of zero shear at x from O

Ex. 1.1

$$R_a = cx^2/2$$

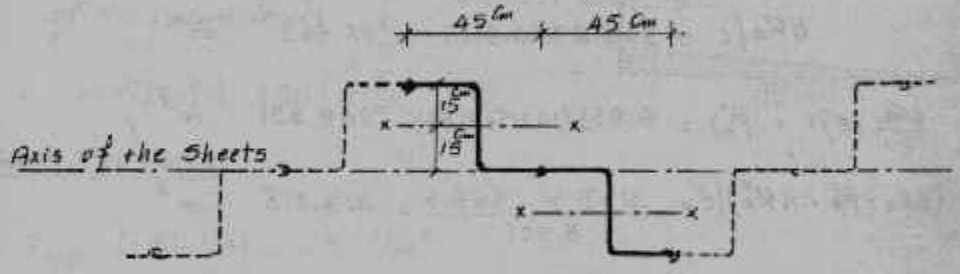
$$\therefore x = \sqrt{2R_a/c} = \sqrt{2 \times 9.83 / 2.9167} = 2.596 \text{ m}$$

$$M_{max} = R_a(\bar{y} + x) - cx^3/6$$

$$= 9.83(2.43 + 2.596) - 9.83\left(\frac{2.596}{3}\right) = 40.898 \text{ m.t/m}$$

$$\therefore Z = 4089800 / 1400 = 2921.3 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

Choose Section No. PZ 38 (Table-1)



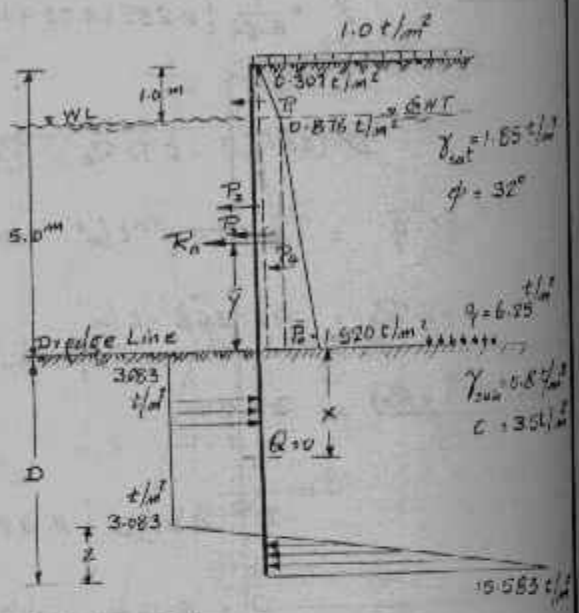
$$Z = (Z_x \cdot 15 + \text{Area} \times \frac{100}{45} \times \frac{2}{15}) / 30$$

$$= (2510 \times 15 + 108.2 \times \frac{100}{45} \times 225) / 30 = 3058.3 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

$$\therefore f_{MAX} = 4089800 / 3058.3$$

$$= \underline{1337.3} \text{ Kg/cm}^2 < 1400 \quad \text{O.K.}$$

Ex. 1-2



Soil Constants;

$$K_a = \frac{1-\sin 32^\circ}{1+\sin 32^\circ}$$

$$= 0.3072$$

$$\frac{2}{3}C = 2.33\ t/m^2$$

(Factor of safety = 1.5)

Earth Pressures;

$$e_{top} = 0.307\ t/m^2$$

$$e_{a\,dredge} = (1.0 + 1.85\times 1.0 + 0.85\times 4)\,0.3072$$

$$= (6.25)(0.3072) = 1.920\ t/m^2$$

$$e_{water\ level} = (1.0+1.85\times 1.0)(0.3072) = 0.876\ t/m^2$$

$$4C' - q = 4\times 2.33 - 6.25 = 3.083\ t/m^2$$

$$4C' + q = 4\times 2.33 + 6.25 = 15.583\ t/m^2$$

Active Force R_a;

$$P_1 = 0.285\ t/m', \quad P_2 = 1.535\ t/m', \quad P_3 = 2.276\ t/m'$$

$$P_4 = 2.088\ t/m'$$

$$\therefore R_a = \underline{6.184\ t/m'}$$

Ex. 1-2

$$\bar{y} = \frac{1}{6.184}\left[0.285\times4.33 + 1.535\times2.5 + 2.276\times2 + 2.088\times4/3\right] = 2.0 \text{ m}$$

Equation 2;

$$D^2(4c' - \bar{q}) - 2DR_a - \frac{R_a(12c'\bar{y} + R_a)}{2c' + \bar{q}} = 0$$

$4c' - \bar{q} = 3.083 \quad t/m^2$

$2R_a = 12.368 \quad t/m'$

$\frac{R_a(12c'\bar{y} + R_a)}{2c' + \bar{q}} = 35.221 \quad t$

$\therefore \quad D^2 - 4.012D - 11.424 = 0$

$\therefore \quad D = 6.0 \text{ m}$ (Total pile length = 11.0 m)

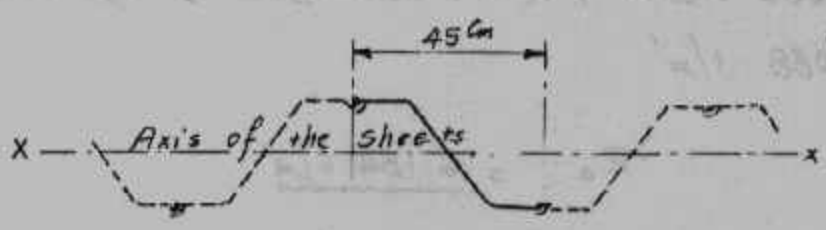
Section Modulus;

$Q = 0$ at, $x = 6.184/3.083 = 2.006 \text{ m}$

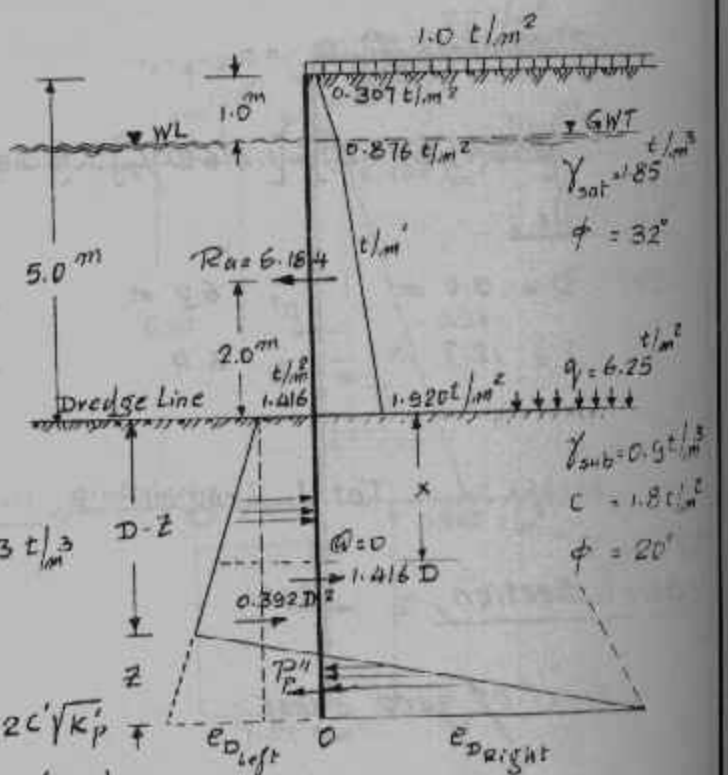
$\therefore M_{max} = 6.184(4.006) - 6.184(1.003) = 18.57 \text{ m.t/m'}$

$Z_{req} = 18.57\times10^5/1400 = 1326.43 \text{ cm}^3/\text{m'}$ (PZ 27)

$f_{max} = 18.57\times10^5/1620 = 1146.3 \text{ kg/cm}^2 < 1400$ O.K.



Ex. 1-3



Soil Constants;

Using factor of safety = 1.5

$c' = \frac{2}{3} C = 1.2\ t/m^2$

$K'_p = \frac{2}{3} K_p = 1.36$

$K_a = 0.49$

$C = 0.9(1.36 - 0.49) = 0.783\ t/m^3$

Earth Pressures;

$e_{dredge} = (q K_a - 2c'\sqrt{K_a}) - 2c'\sqrt{K'_p}$

$= -1.416\ t/m^2$ (passive force)

$e_{D_{Left}} = 1.416 + 0.783\ D$

$e_{D_{Right}} = 12.979 + 0.783\ D$

Below Dredge Line Forces;

Left to Right Forces $P_1 = 1.416\ D\ \ t/m'$

$P_2 = 0.783\ D \times D/2 = 0.392\ D^2\ \ t/m'$

Right to Left Forces $P'_p = [(1.416 + 0.783D) + (12.979 + 0.783D)]\ Z/2$

$= 7.2Z + 0.783DZ\ \ t/m'$

Σ Horiz. Forces = 0 $\quad \therefore Z = \dfrac{0.392D^2 + 1.416D - 6.184}{0.783D + 7.2}$

Ex. 1-3

Σ Moments @ 0 = 0

$$\left[6.184(2.0+D)\right]-\left[1.416D^2/2\right]-\left[0.392D^3/3\right]+\left[(7.2+0.783D)Z^2/3\right]=0$$

By Trials ;

Let	D = 5.0 m	, 6.0 m	, 7.0 m	$\therefore$ D = 6.7 m
	λ = 12.7	, 3.4	, -1.566	

$\therefore$ Total Length = 11.7 m

Steel Section ;

Sec. of zero shear ;

$$0.3915X^2+1.416X-6.184=0$$

$$X^2+3.617X-15.796=0 \qquad \therefore X = 2.5577 \text{ m}$$

$$\therefore M_{max} = 6.184(4.5577)-1.416(2.5577)^2/2-0.783\frac{(2.5577)^3}{6}$$

$$= 21.37 \text{ m.t/m'}$$

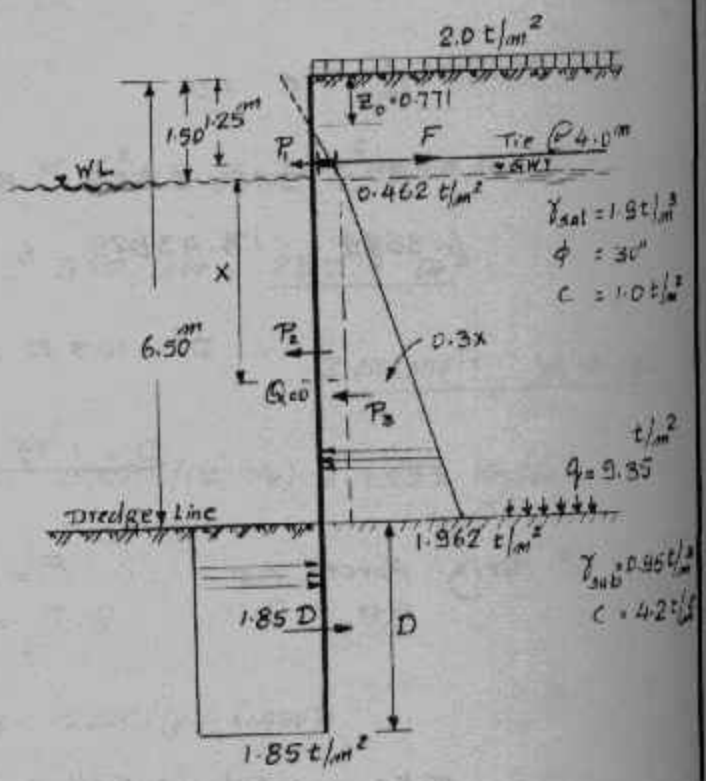
$$Z_{req.} = 2137000/1400 = 1526.43 \text{ Cm}^3/\text{m'}$$

Use Sheets no. (PZ 27)

$$f_{max} = 2137000/1620 = 1319 \text{ kg/Cm}^2 < 1400$$

O.K.

Ex. 1-4



Soil Constants;

$K_a = 1/3$

$c' = 4.2/1.5 = 2.8\ t/m^2$

(c'-under dredge Line)

Earth Pressures;

$e_{top} = (2)(1/3) - 2(1.0)\sqrt{1/3}$

$= -0.488\ t/m^2$

$e_{W.L.} = -0.488 + 1.9 \times 1.5 \times 1/3$

$= 0.462\ t/m^2 \quad \therefore Z_0 = 0.771\ m$

$e_{Dr.L} = 0.462 + 5 \times 0.9 \times 1/3$

$= 1.962\ t/m^2$

$4c' - q = (11.2 - 9.35) = 1.85\ t/m^2$

Earth Forces;

$P_1 = 0.462 \times 0.729/2 = 0.168\ t/m'$

$P_2 = 0.462 \times 5.0 = 2.310\ t/m'$

$P_3 = 1.500 \times 5.0/2.0 = 3.75\ t/m'$

Ex. 1-4

Σ Moment @ Tie $= 0$

$$2.31 \times 2.75 + 3.75 \times 3.583 - 1.85 D (5.25 + D/2) = 0$$

$$6.3525 + 13.43625 - 9.7125 D - 0.925 D^2 = 0$$

$$\therefore D^2 + 10.5 D - 21.4 = 0$$

$$\therefore \underline{D = 1.75 \ m}$$

Σ Horiz. Forces $= 0$ $\quad \therefore F = 0.168 + 2.31 + 3.75 - (1.85 \times 1.75)$

$$= 2.9905 \ t/m'$$

Take total length = 8.50 m (increase D to 2.0)

and Consider $\underline{F = 3.0 \ t/m'}$

Sheets Cross Section;

at $Q = 0$, $\quad F = P_i + 0.462 x + 0.3 x^2/2$

$$3.0 = 0.168 + 0.462 x + 0.15 x^2 \qquad \therefore x = 3.075 \ m$$

$$\therefore M_{max} = 3.0 \times 3.325 - 0.168 \times 3.3 - 0.462 (3.075)^2/2 - 0.15 (3.075)^3/3$$

$$= 5.7825 \ m.t/m'$$

$$\therefore Z_{req} = \frac{578250}{1400} = 413 \ cm^3/m' \qquad \text{(No. PDA 27)}$$

$$\underline{Z = 585 \ cm^3/m'}$$

$$f_{max} = 988.5 \ kg/cm^2 < 1400$$

Ex. 1-4

Anchore System;

a- Waling ; $M_{max} = F.S^2/12 = 3 \times 4^2/12 = 4.0$ m.t

$Z_{req.} = 4 \times 10^5 / 1400 = \underline{285.7\ cm^3}$

2 channels ⊟ #180

$f_{max} = 400000/(2 \times 150) = 1333\ kg/cm^2 < 1400$

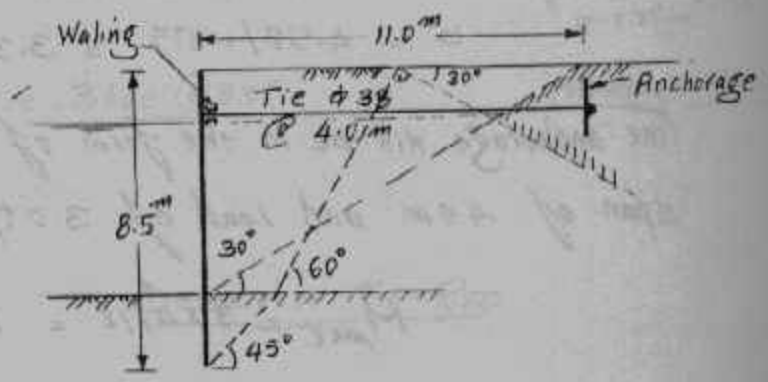
b- Tie ; $T = F.S = 12.0$ ton

$A = 12000/(0.8 \times 1400)$

$= 10.714\ cm^2$ 1 ϕ 38 ($A = 11.34$)

$f_{max} = \frac{12000}{0.8 \times 11.34} = 1323\ kg/cm^2 < 1400$

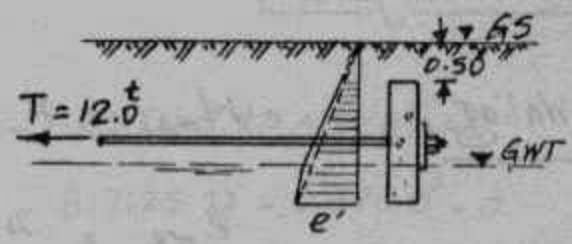
Length :



Length of tie is 11.0 ms

Ex. 1-4

c- Anchorage;



Let the anchorage plate is extending to depth = 1.25 x 1.5

= 1.875 m

and Let the dist. of net pressure is triangle with base value of $(1.5 \times 1.9 + 0.375 \times 0.9)(K'_p - K_a)$ by meglecting the cohesion C ; with $K'_p = \frac{2}{3} K_p = 2.0$

$\therefore e' = 3.1875(1.667) = 5.313 \ t/m^2$

$\therefore$ Avge. Earth Pressure = $2.657 \ t/m^2$

$\therefore A = \frac{T}{e_{av}} = \frac{12.0}{2.657} = 4.52 \ m^2$

$l = 1.875 - 0.5 = 1.375 \ m$

$\therefore b = 4.52/1.375 = 3.3 \ m$ Taken 4.0 m and $l = 1.25 \ m$

$\therefore$ The anchorage will be in the form of continious beam with span of 4.0 m and Load of 3.0 t/m'

$\therefore M_{max} = 3 \times 4^2/12 = 4.0 \ m.t$

$d = 0.315\sqrt{400000/125} = 17.8 \ cm$

$t = 25 \ cm \quad (d = 20 \ cm)$

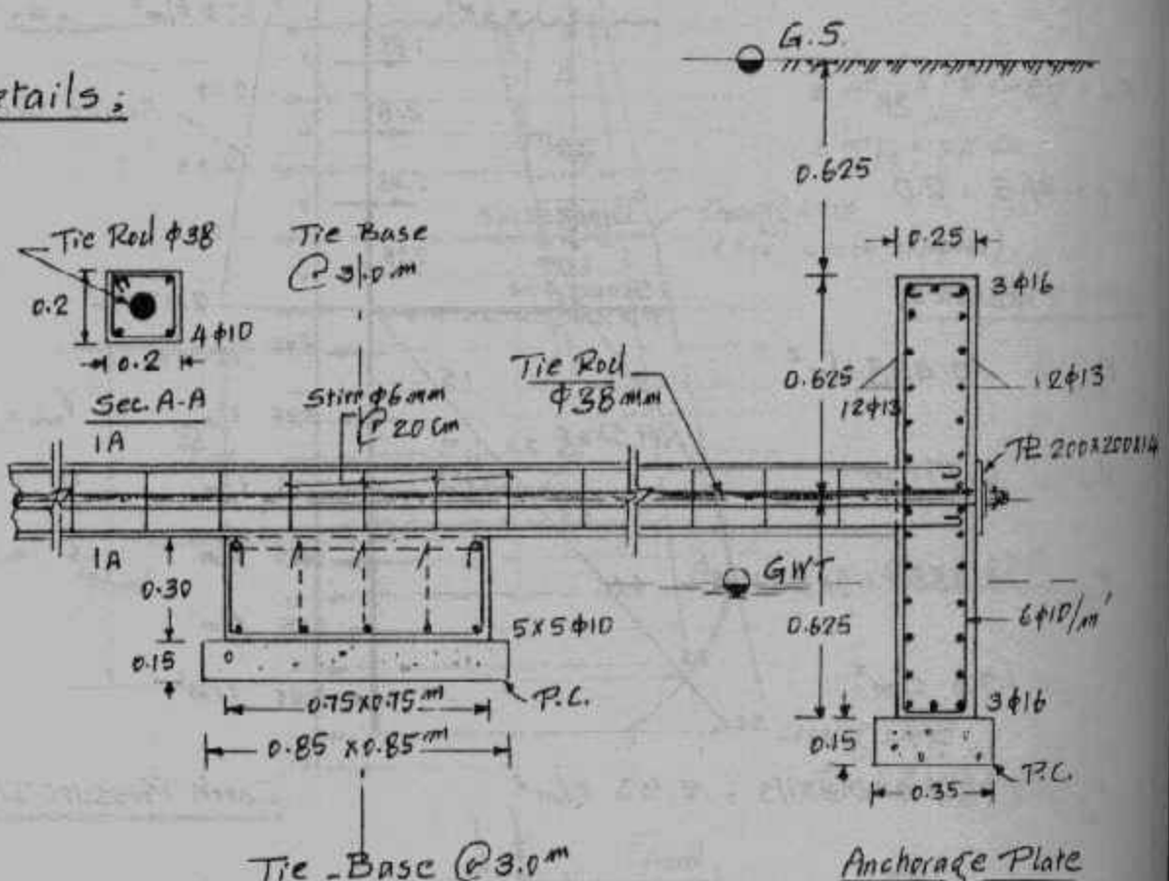
$A_s = \frac{4 \times 10^5}{0.87 \times 1400 \times 20} = 16.4 \ cm^2 \ (13 \phi 13)$

Ex. 1-4

use fixing plate 200×200×14 m.m to anchore the tie in the concrete anchorage.

$$d_p = \frac{12000}{80 \times 8} = 18.75 \text{ cm} < 20 \quad \text{O.K.}$$

Details;



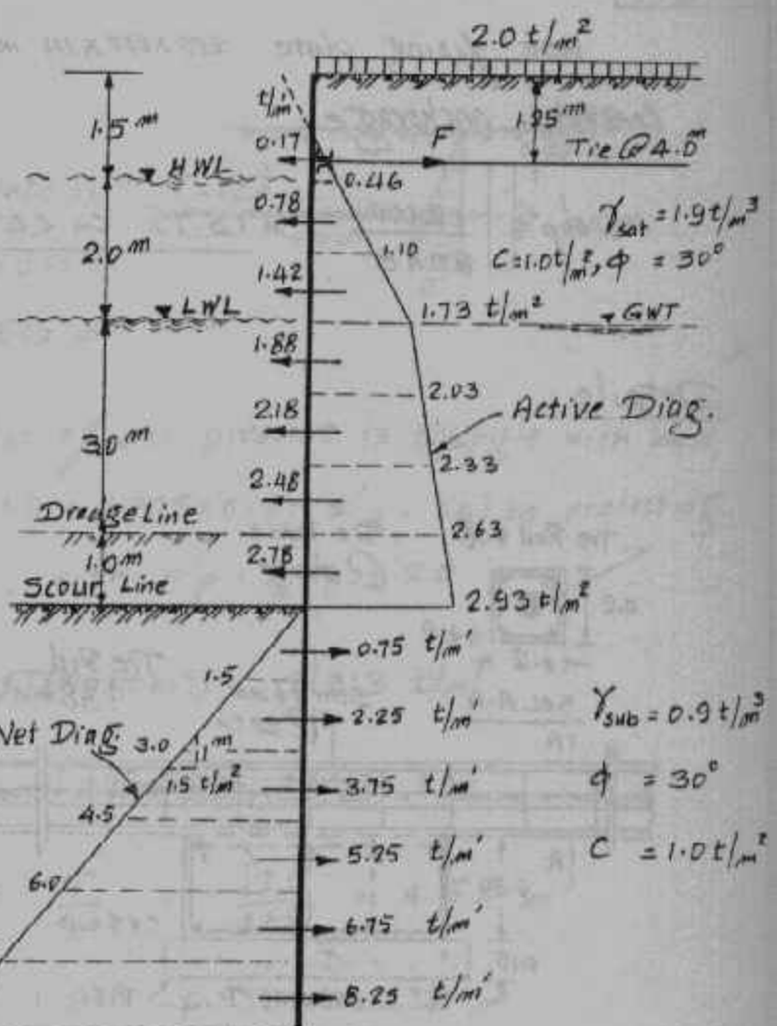
DETAILS OF TIE ROD

Ex. 1-5

The severest case is the W.L. 3.5 m below G.L. and H = 7.5 m.

$K_a = 1/3$

$K'_p = 3/1.5 = 2.0$



Earth Pressure Diag.

Earth Pressures;

$e_{top} = -0.488\ t/m^2$

$Z_o = 0.771\ m$

$e_{W.L.} = -0.488 + 1.9 \times 3.5 \times 1/3$

$= 1.73\ t/m^2$

$e_{sc}^{a} = 1.73 + 4 \times 0.9 \times 1/3 = 2.93\ t/m^2$

$e_{p_{scour}} = 2 \times 1.0 \sqrt{z} \quad = 2.83\ t/m^2$

$\therefore e_{net}^{\ } \cong 0.0$
$\quad\ \ scour$

(Passive Earth Pressure - Active EP) has a slope of $[\gamma_{sub}(K'_p - K_a)]$

$\gamma_{sub}(2 - 1/3) \quad = 1.5\ t/m^3$

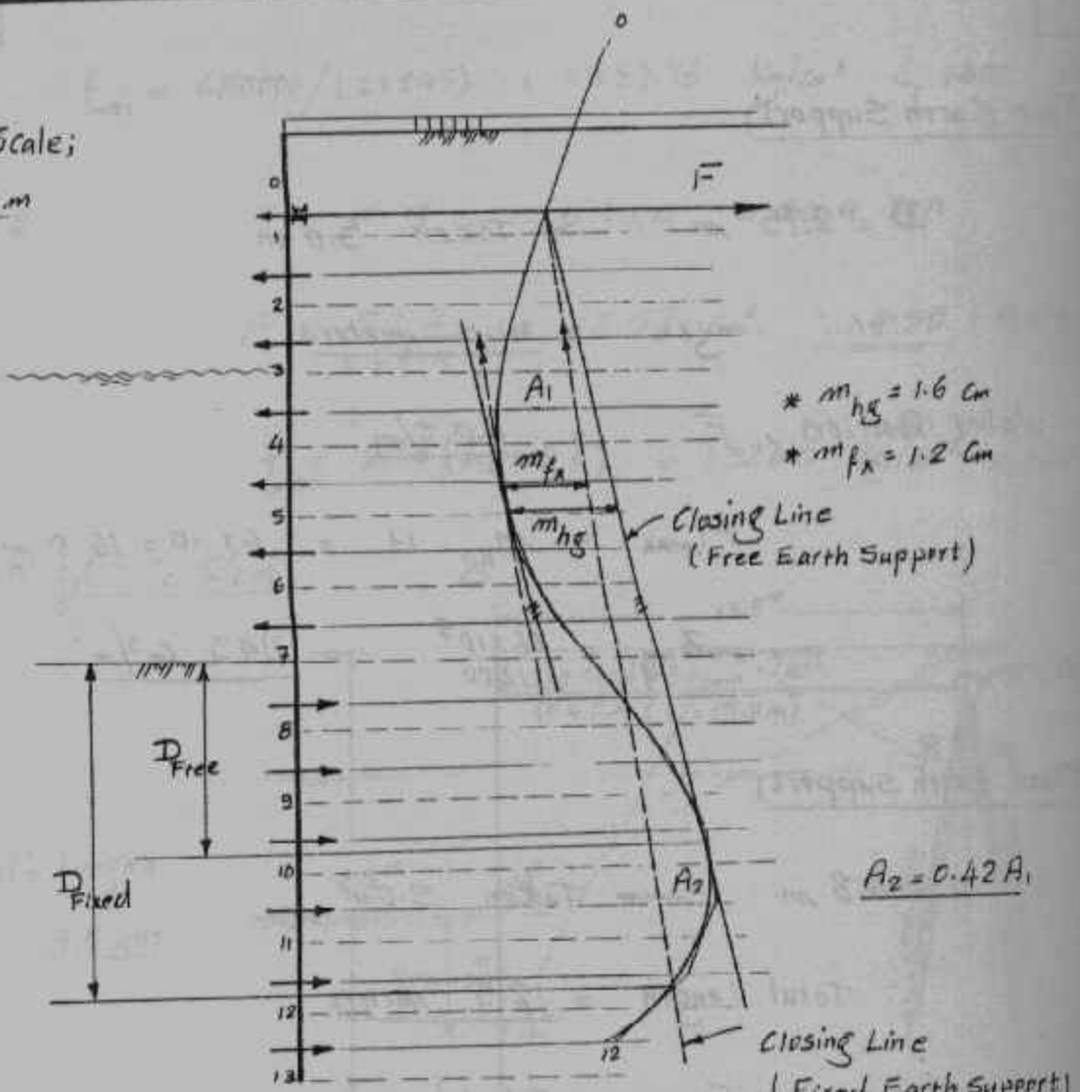
Earth Forces;

See Diag. above for strips 1.0 m each.

Ex. 1-5

Length Scale;

1 Cm = 1.0 m



* m_{hg} = 1.6 Cm

* m_{fA} = 1.2 Cm

$A_2 = 0.42 A_1$

Force Scale;

1 Cm = 2.0 t/m'

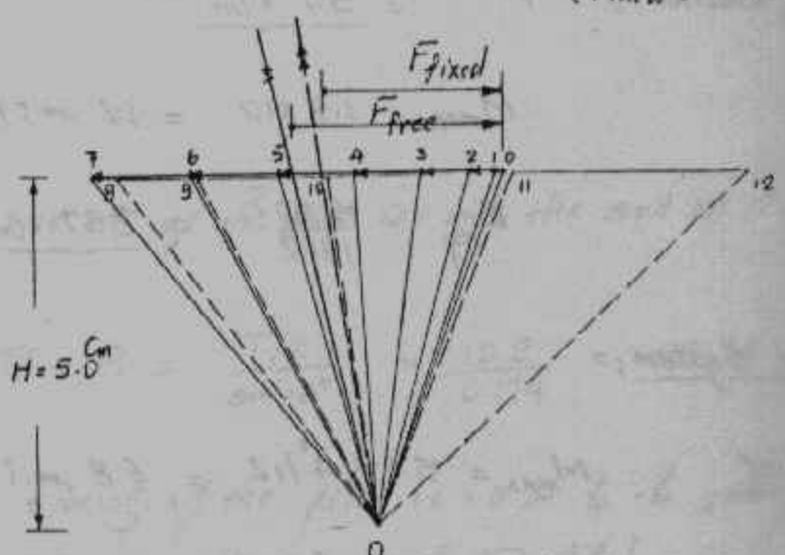


Fig 1 7

i - Free Earth Support;

$D = 2.75\ m \longrightarrow$ Taken $3.0\ m$

∴ Total length = 10.5 meters

Waling Reaction, F = 6.0 t/m'

$M_{max} = m_{hg} \cdot H = 1.6 \times 10 = 16.0\ m.t/m'$

$Z_{req} = \frac{16 \times 10^5}{1400} = 1143\ cm^3/m'$

ii - Fixed Earth Support;

$D = 4.8\ m \longrightarrow$ Taken $5.0m$

∴ Total length = 12.5 meters

Waling Reaction, F = 5.1 t/m'

$M_{max} = 1.2 \times 10 = 12\ m.t/m'$

$Z_{req} = \frac{12 \times 10^5}{1400} = 857\ cm^3/m'$

Anchorage System;

a - Waling $M_{max} = 5.1 \times 4^2/12 = 6.8\ m.t$

$Z_{req} = 6.8 \times 10^5/1400 = 485.7\ cm^3$

Choose 2 Channels H # 220

Ex. 1-5

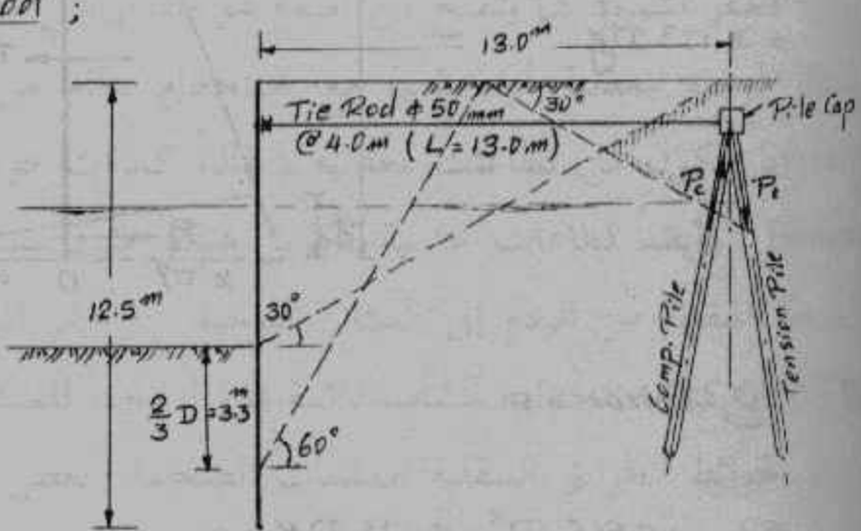
$f_{max} = 680000/(2\times245) = 1387.76$ Kg/cm² < 1400 O.K.

b- Tie; $T = F.S = 5.1\times4 = 20.4$ ton

$A = \frac{20.4}{0.8\times1.4} = 18.57$ cm² 1 ϕ 50 (A = 19.6 cm²)

$f_{max} = 20.4/(0.8\times19.6) = 1326.5$ Kg/cm² < 1400 O.K.

Length of Tie Rod ;



Tie Rod's Length = 13.0 ms

c - Anchorage;

Neglecting the wt of the pile cap and the soil on it.

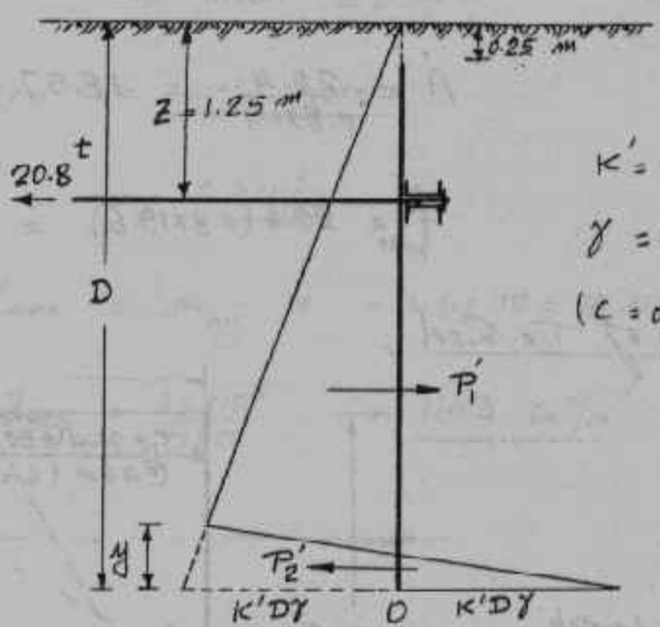
$\therefore P_c = P_t = \frac{T/2}{\sin 10^\circ} = \frac{10.2}{0.174} = 58.74$ ton

Since the spacing of the piles is 1.0 m ℄ - ℄ ; therefore 2 - tension piles & 2 - compression piles for each Tie Rod.

∴ Pile Load ≅ 30.0 ton

Ex. 1-6

Load to be resisted per unit Length (one meter) = 5.1 t (waling reaction)



$P_1' = \frac{1}{2}\gamma D^2 K'$

$= 1.5865\, D^2$

$P_2' = \gamma D y K'$

$= 3.173\, Dy$

$K' = 1.667$

$\gamma = 1.9\ t/m^3$

($c = 0$, assumed)

* Σ Horiz. Forces $= 0$

$$5.1 - 1.5865\, D^2 + 3.173\, Dy = 0$$

$$\therefore y = 0.5\, D - 1.61/D \quad \ldots (A)$$

* Σ Moment @ $O = 0$

$$(D - 1.25)\,5.1 - 0.529\, D^3 + y^2 D\left(\frac{3.173}{3}\right) = 0$$

$$Dy^2 - 0.5\, D^3 + 4.822\, D - 6.03 = 0 \quad \ldots (b)$$

$\therefore D = 2.75$ m

$\therefore$ Length of sheets $= \underline{2.5}$ m

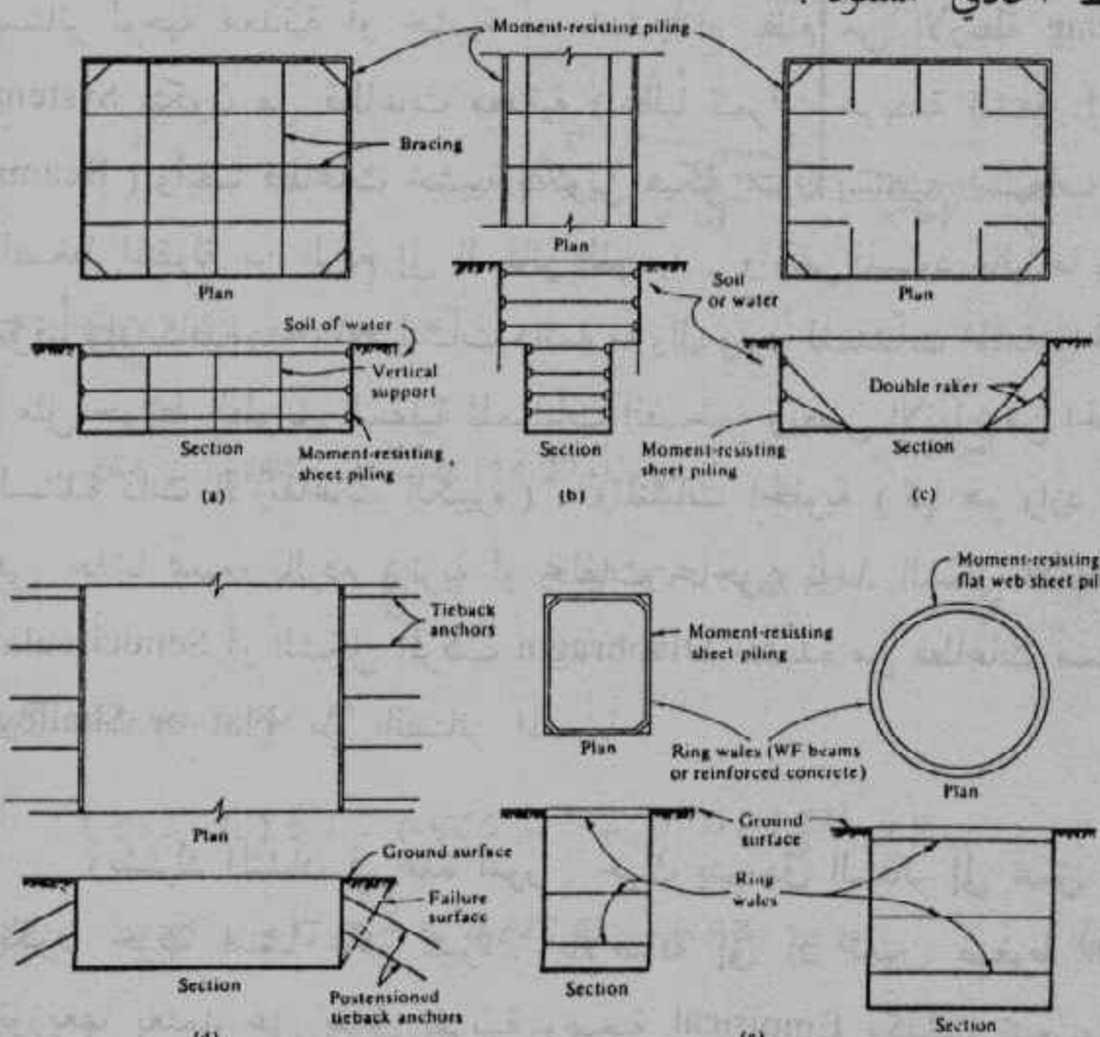
II - الحفر المسنود والمنشآت الخلوية :

Braced Excavations and Cellular Structures:

الحفر المسنود كما يتضح من أسمة هو حفر رأسي يتم فيه سند الجوانب بستائر لوحية معدنية أو خشبية مع استخدام نظام من الأربطة Bracing System يتكون من قطاعات معدنية (غالباً كمرات عريضة الشفة B.F.I. Beams) وأيضاً قطاعات خشبية لتكوين هيكل متزن يستطيع استيعاب قوى الضغط المنقولة من الردم إلى الستائر اللوحية . والحفر المسنود غالباً ما يكون مؤقتاً وإن كان استخدامه لمنشآت دائمة ما زال وارداً للمنشآت الهامة والخاصة (مثل حوائط الطوابق السفلية للمنشآت الضخمة وبعض الأنواع من الحوائط الساندة ذات الارتفاعات الكبيرة) . والمنشآت الخلوية (كما هو وارد هنا) هي خلايا مملوءة بالردم (تربة أو مخلفات محاجر) تأخذ الشكل الاسطواني Semicircular أو الشكل المركب Diaphragm المشيدة من قطاعات مُسطحة Flat or Shallow من الستائر المعدنية .

ويشترك المنشآن في عدة أمور . حيث يتم دق الستائر إلى عُمق محدد وتكون حركة المنشأ عادة كبيرة . بالإضافة إلى أن تعيين ضغوط التربة وتوزيعها يعتمد على طرق تقريبية وضعية Empirical وكذلك تتبع وتوقع سلوك تلك المنشآت والقوى المؤثرة عليها إلى حد ما يعتبر غير دقيق .

وتستخدم الستائر المسنودة لأعمال السدود الأرضية الواقية Land Cofferdams المستخدمة لحجز التربة والماء من الدخول إلى موقع الأساس وذلك بتكوين حائط أحادي من الستائر Single Wall Structure ويمكن استخدام مثل هذا الحائط لعمل سد مائي مؤقت صغير Small Water Cofferdam . ويشمل الحفر المسنود ذلك المتزن بفعل القوى الداخلية المتولدة داخل الهيكل المكون من مدادات وساندات Walings and Struts وأيضاً المتزن بفعل الشدادات الممتدة خلف الحائط إلى طبقات متماسكة تكفل منع حركة الحائط إلى الأمام أو انهياره . ويكون استخدام الشدادات إذا ما أريد العمل في موقع خالي من العوائق وكان موقع العمل متسعاً بما لا يسمح باستخدام نظام سند داخلي . ويبين شكل (٢٤) بعض المنشآت المشيدة من حائط أحادي مسنود .



. Typical single wall configuration of retained excavations. (a) Cross braced; (b) braced trench; (c) raker braced; (d) tieback (postensioned); (e) rectangular and circular ring wales.

شكل (٢٤) الحوائط الأحادية المسنودة

وتمثل الحوائط الموضحة في شكل (24 - a, b, c) الغالبية العظمى من أنواع الحفر المسنود حيث ينتقل قوى التربة الجانبية وكذلك الضغط الهيدروستاتيكي (إن وجد) إلى نظام الأربطة Bracing System لكي يقاوم داخلياً في هيكل الأربطة . وإن كان نظام السواند المائلة Raker يختلف قليلاً عن النوعان الأولان في أنه يعتمد على نقل القوى إلى التربة (عن طريق الاحتكاك والضغط السلبي) عند طرفة المثبت في قاع الحفر . بينما تمثل الأنواع الأخرى (d, e) الموقع الخالي من العوائق حيث يعتمد النوع المربوط خلفياً Tie - Back على قوى التثبيت عند نهاية الشدادات Anchores ويعتمد النوع الأخير على المدادات الدائرية Ring Wales أو التي تأخذ شكل هيكل مغلق Closed Frame لمقاومة ضغط التربة والماء الجانبي على الستائر للمواقع المستديرة أو المستطيلة على الترتيب . وبالرغم من ارتفاع تكاليف الحوائط المسنودة بشدادات ربط خلفية عن الأنواع الثلاث الأولى إلا أن ضمان العمل في موقع خالي من العوائق وكذلك قلة احتمال الحوادث الخاصة بفصل أحد السواند أو المدادات يجعله أكثر إغراءً لاستخدامه . وينحصر استخدام النوع الأخير المكون من ستائر مسنودة بمدادات دائرية أو مغلقة على المواقع العميقة الضيقة نسبياً خاصة إذا كان الموقع غير دائري . وإن كان استخدام المدادات الدائرية كنظام سند قد استخدم لتغويص أبيار ومنشآت دائرية تتراوح أقطارها بين عدة أمتار قليلة إلى مئات الأمتار مما يدل على فاعليتها ونجاحها .

وتستخدم المنشآت الخلوية لسند التربة إذا ما كان عمق الحفر كبيراً أو كان موقع العمل متسعاً وفي ذات الوقت طبيعة العمل ونوع الأساس يتطلب عدم وجود عوائق وكانت التربة المسنودة لا تستطيع تثبيت الشدادات الخلفية . وتعمل تلك المنشآت الخلوية كما سبق الذكر بدق خلايا حول الموقع ثم ترك التربة المحتواة بالخلية لتكون خلايا ذات مقاومة كبيرة لضغوط التربة الجانبية .

والأنواع ذات الطبيعة المؤقتة هي تلك المعتمدة على هيكل ربط داخلي

كالموضح بشكل (24 - a, b, c) وكذلك المنشآت الخلوية إذا ما استخدمت لسند التربة لتجهيز الموقع . ويمكن استخدام الحوائط المسنودة بشدادات ذات ربط خلفي وكذلك المسنودة بمدادات دائرية أو مغلقة كجزء دائم من المنشأ أو كعمل مؤقت لتجهيز الموقع .

الحوائط الأحادية المسنودة Single Wall Braced Structures :

يوجد على الأقل أربعة أشكال لانهيار الحوائط الأحادية المسنودة وتلك :

١ ـ حركة جسيمة للحائط مما يسبب هروب التربة المسنودة أو المياه المحجوزة خلف الحائط إلى داخل موقع الأساسات أو تصدع المباني المجاورة .

٢ ـ انهيار هيكل الأربطة الساند وذلك بانبعاج الساندات مثلاً أو انهيار وصلات الهيكل أو انهيار الشدادات الخلفية مما يسبب انهيار كامل أو جزئي للحائط .

٣ ـ ارتفاع سطح الحفر بفعل ضغط المياه المتسربة حول الحائط للتربة المتماسكة Bottom Heave in Cohesive Soils مما يسبب انهيار كامل للموقع .

٤ ـ تكون فوارات ونحر لقاع الحفر للتربة الغير متماسكة Piping in Granular Soils .

هذا ويلزم الحذر الشديد لأي تحرك غير مُتحكم فيه إذا كان الحائط المسنود مجاور لخطوط مياه أو مجاري أو كابلات كهرباء أو أية خطوط مرافق حساسة للحركة الجانبية أو الرأسية مما يستتبع أخذ ذلك العامل الهام في التصميم .

ويختلف تصميم الحوائط المسنودة تبعاً لعمق الحفر . هذا وقد صنف ترزاكي وبيك (١٩٦٧) الحفر العميق بذلك الذي يزيد عن عشرون قدماً (حوالي ٧,٠٠ أمتار) . والمعلومات المعطاة هنا تخص إلى جانب كبير الحفر العميق .

الضغط الجانبي Lateral Pressure :

توزيع الضغط الجانبي للتربة توزيعاً مثلثياً كما قدمه كولوم لا يمكن استخدامه في تصميم الحوائط المسنودة بل يجب تعديله بما يتناسب مع الضغوط الحقيقية التي تم رصدها على الحوائط الحقيقية . والأسباب الرئيسية لذلك الاختلاف هو متطلبات منع الحركة الجانبية وخطوات التنفيذ Sequence of Construction .

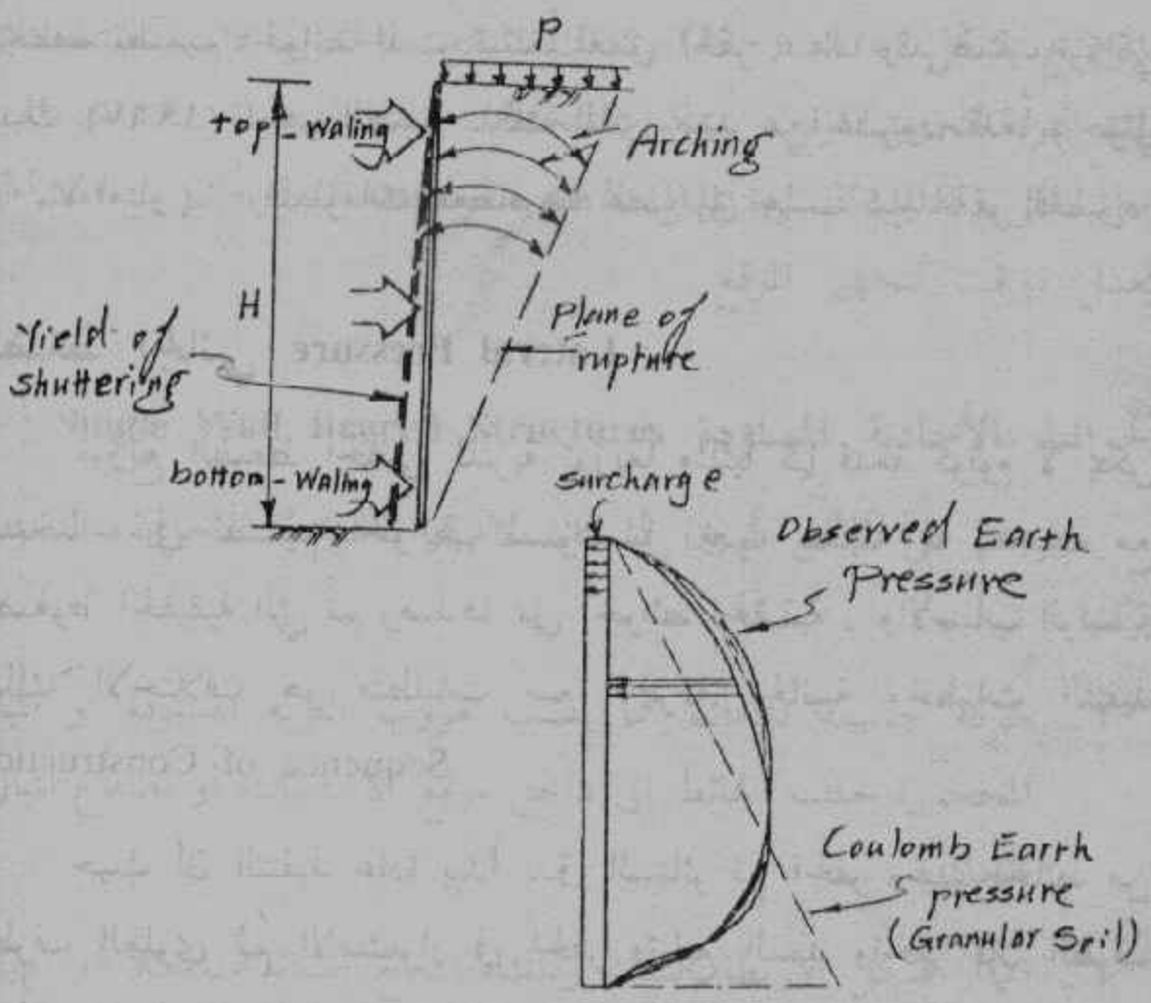
حيث أن التنفيذ عادة يبدأ بدق الستائر ثم الحفر وسند الحائط من الطرف العلوي ثم الاستمرار في الحفر وتتابع السند والحفر فإن الطرف السفلي يتحرك إلى الداخل بينما تكون الحركة للطرف العلوي مُقيدة ويسبب ذلك زيادة في الضغط الجانبي في الجزء العلوي من الحائط ونقص في الجزء السفلي وتحدث ظاهرة تشبه العقد Arching in the Soil ويكون الضغط الجانبي أقرب إلى منحنى من الدرجة الثانية عن التوزيع المثلثي المقترح للحوائط الساندة الصلبة. ذات الحركة العلوية الأكبر من الحركة السفلية . ويوضح شكل (٢٥) الضغط الجانبي الحقيقي والنظري لحائط مسنود .

طريقة ترزاكي وبيك لحساب الضغط الجانبي :

بنيت طريقة ترزاكي وبيك على الحالات التالية :

١ - تطبق على الحفر العميق ($H \geq 20$ ft) .

٢ - منسوب سطح المياه الجوفية أسفل منسوب الحفر . مقاومة القص للتربة الطينية يؤخذ للحالة الغير مُتصرفة Undrained State .



شكل (٢٥) الضغط الجانبي لحائط مسنود

ضغط المياه للفراغات Pore Pressure لا يؤخذ في الاعتبار

٣ ـ لحساب الأحمال المنقولة لهيكل الأربطة Bracing System يستخدم توزيعاً ظاهرياً Apparent Pressure لضغط التربة .

٤ ـ للحفر في تربة طينية يستخدم التعبير التالي لبيان ثبات التربة عند قاع الحفر . ويُعطي هذا التعبير بالتالي :

$$N = 8 H / C \quad \ldots\ldots (7)$$

Where:

8 = soil unit weight.

H = excavation depth (in case of ground level sur-

charge p, H′ to be used in place of H, where H′ = H + P / 8), and

C = undrained clay cohesion.

ويصبح تحرك قاع الحفر ممكن إذا زادت قيمة N عن ٣,٠٠ ويصبح انهيار قاع الحفر Base Failure شبه مؤكد إذا زادت قيمة N عن ٦,٠٠ . وعلى ذلك فإن عمق الحفر يحسب من العلاقة السابقة قبل البدء في حساب قطاعات الحائط المسنود . فإذا كان عمق الحفر لا يسبب انهيار للقاع للتربة الطينية بدء في حساب الضغط الجانبي المُعدل كما اقترحه ترزاكي وبيك . وللتربة الرملية ترسم شبكة السريان Flow Net ويحسب معامل الأمان ضد النحر Piping فإذا كان هذا المعامل كافٍ بدء في حساب قطاعات الحائط المسنود من قيم الضغط الجانبي المعدل المقترح من قِبل ترزاكي وبيك .

ويعطي شكل (٢٦) توزيع وقيم الضغط الجانبي للحفر العميق المؤثر على حوائط مسنودة حيث تأثير الحركة الكبيرة عند القاع قد أخذ في الاعتبار . ويعطي الشكل توزيعاً منتظماً للضغط في حالة التربة غير المتماسكة وقيمته .

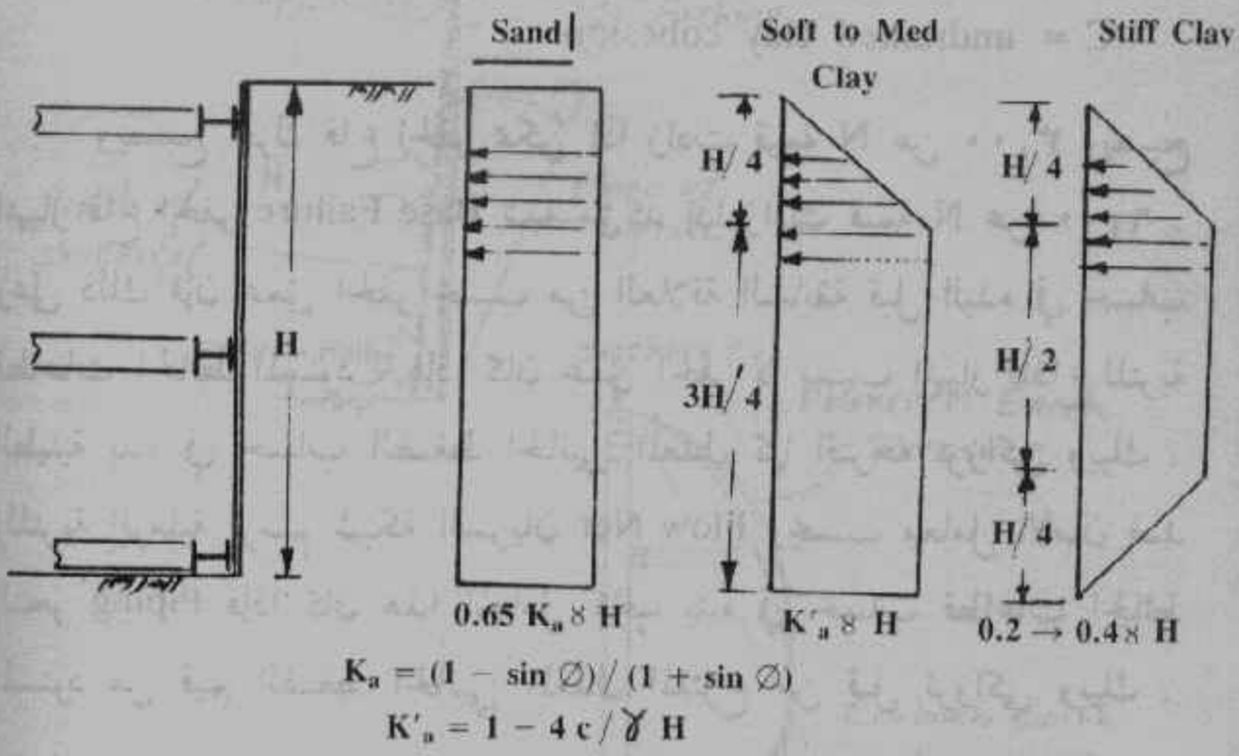
For Cohesionless, $\boxed{e = 0.65\ \delta\ HK_a}$ ..... (8)

Where: $K_a = \dfrac{1 - \sin \varnothing}{1 + \sin \varnothing}$

بينما يعطي الشكل توزيعان للتربة المتماسكة . فإذا كان الحائط المسنود يقاوم ضغط لتربة طينية لينة إلى متوسطة Soft to Medium Clay فإن التوزيع يأخذ قيمة ثابتة من ربع العمق إلى نهاية العمق بقيمة e . ويكون التوزيع مثلث من ربع العمق إلى منسوب سطح الأرض حيث :

For Soft - to - Med. Clay, $\boxed{e = \delta\ HK_a}$ ..... (9)

Where: $K_a = 1 - 4C / \gamma H$



شكل (٢٦) ضغوط ترزاكي وبيك للحوائط المسنودة

ومنها يظهر أن قيمة 4C يجب ألا تزيد عن H γ لتطبيق المعادلة أي أنه لتربة طينية لينة إلى متوسطة يجب أن تزيد قيمة N المحسوبة من معادلة (٧) عن ٤,٠٠ وهذا عادة ما يكون للحفر العميق . فمثلاً لعمق ٧,٠٠ متر ولوحدة أوزان ١,٦٠ طن / م^{٣} فإن المعادلة تطبق لتماسك يقل عن ٢,٨٠ طن / م^{٢} وهو ما يعتبر طين متوسط إلى لين .

وتوزيع الضغط الجانبي للتربة الطينية المتماسكة Stiff Clay يأخذ الشكل الشبه منحرف المتماثل الموضح بشكل (٢٦) وقيمة الضغط الأقصى e تعطي بالقيمة :

Stiff - Clay $\boxed{e = 0.2 \rightarrow 0.4\ \gamma\ H}$ ..... (10)

وأعطى هذا المجال (0.4 → 0.2) لأخذ تأثير القلقلة Disturbance في الاعتبار حيث تؤخذ القيمة الدنيا للطين غير المقلقل والعظمى للمقلقل .

هذا ويمكن استخدام التوزيع الموضح بشكل (٢٧) إذا ما كان عمق الحفر متوسط إلى سطحي ($H \leq 6.0$ m) . ولا يفرق هذا التوزيع بين الطين اللين والمتماسك كما أنه لا يضع أية قيود على قيمة C المستخدمة فيه . وقيمة الضغط للتربة الرملية يحسب من :

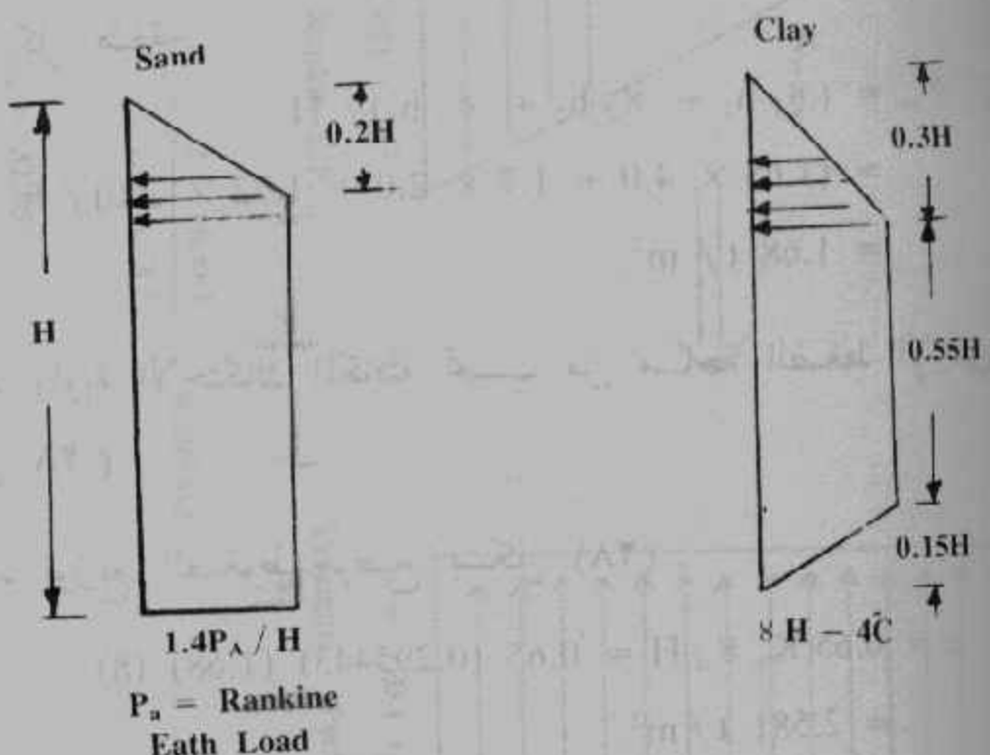
$$e_S = 1.4 \frac{P_a}{H} \quad \text{.....(11)}$$

Where:

P_a = area of Rankin earth pressure.

H = excavation depth. with G.L. surcharge effect (if any).

وتحسب القيمة القصوى للضغط في حالة التربة الطينية من :



شكل (٢٧) توزيع الضغوط للحفر غير العميق

$$e_c = 8\,H - 4C \quad \ldots\ldots (12)$$

هذا ويمكن تحويل التربة من (C and ∅) إلى تربة رملية وذلك بحساب قيمة K_a المكافىء ومنها نقدر قيمة ∅ المكافئة .

مثال :

احسب توزيع الضغط المعدل لحائط مسند إرتفاعه ٨,٠٠ أمتار . التربة مكونة من ثلاث طبقات سُمك العليا ٤,٠٠ أمتار وتتكون من تربة رملية وحدة أوزانها ١,٦٥ طن / م^3 وزاوية احتكاك ٣٠° . والوسطى ٢,٠٠ متر وتتكون من تربة طمية رملية وحدة أوزانها ١,٧٠ طن / م^3 وتماسك ١,٠٠ طن / م^2 وزاوية احتكاك ٢٥° . والسفلية طمية وحدة أوزانها ١,٧٢ طن / م^3 وتماسك ١,٥٠ طن / م^3 وزاوية احتكاك ٢٠° .

الحل :

- وحدة أوزان التربة المكافئة يحسب من وحدات الأوزان الثلاث وسُمك كل طبقة .

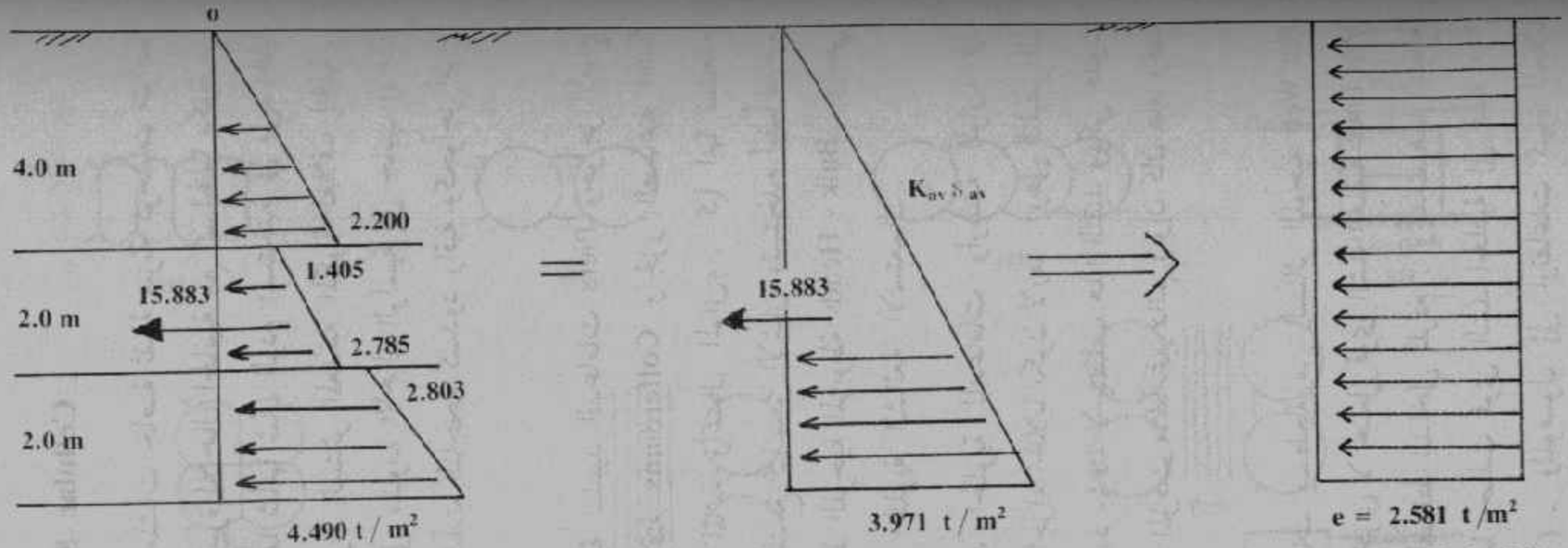
$$\gamma_{av} = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) / H$$
$$= (1.65 \times 4.0 + 1.7 \times 2.0 + 1.72 \times 2.0) / 8$$
$$= 1.68 \text{ t / m}^3$$

- زاوية الاحتكاك المكافئة تحسب من مساحة الضغط الإيجابي P_a (شكل ٢٨) .

- توزيع الضغوط موضح بشكل (٢٨) .

$$e = 0.65\, K_a\, \gamma_a\, H = 0.65\ (0.295443)\ (1.68)\ (8)$$
$$= 2.581 \text{ t / m}^2$$

هذا ومن غير المُستحب تحويل التربة العامة إلى تربة طينية مكافئة .



$$\frac{1}{2} \times H^2 K_a = 15.883 \qquad \therefore \qquad K_{av} = \frac{2 \times 15.883}{1.68 \times (8)^2} = 0.295443$$

$$\therefore \qquad \varnothing_a = 32.95^\circ$$

شكل (٢٨) التربة الطبقية العامة (المثال المحلول)

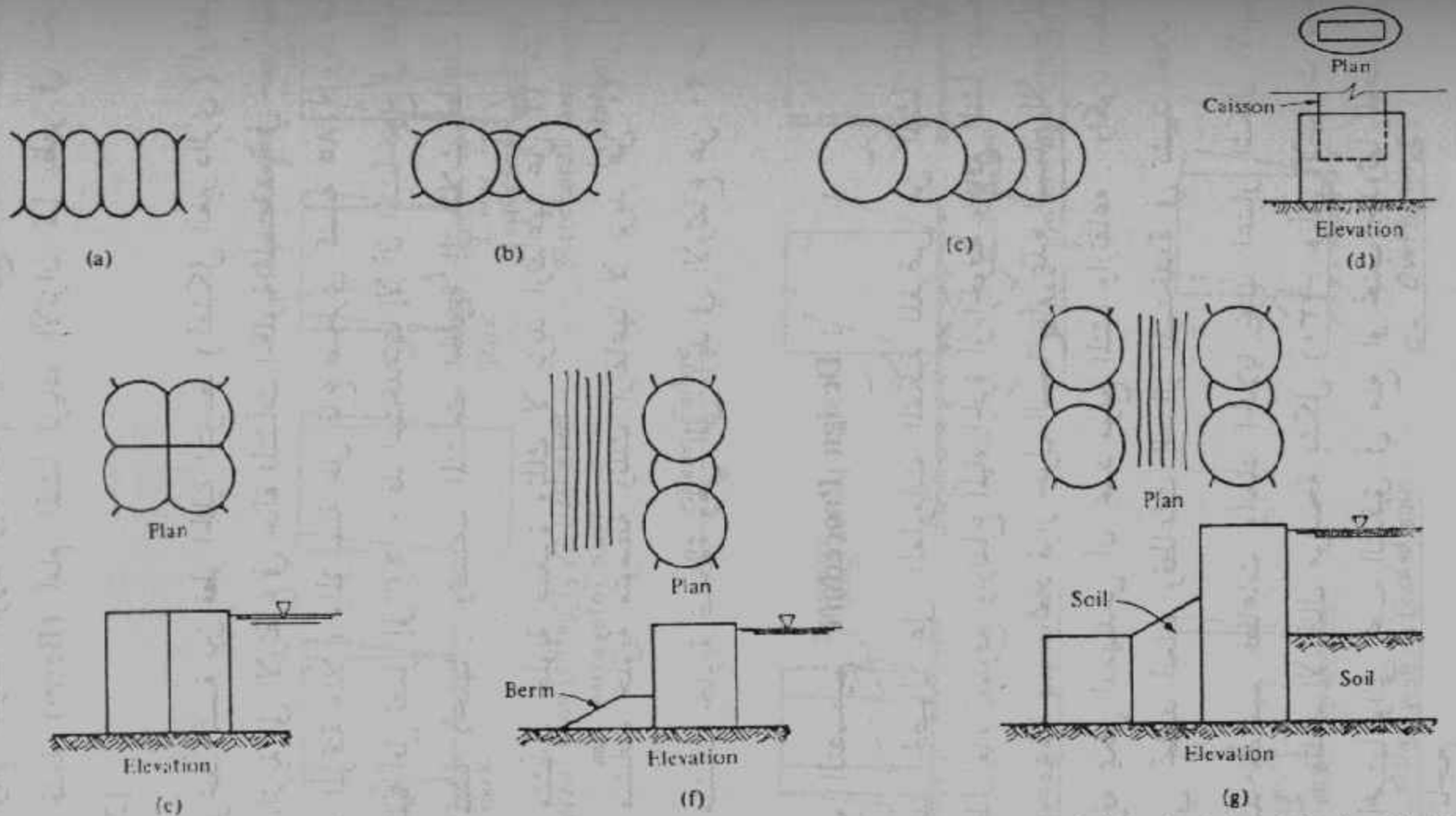
المنشآت الخلوية Cellular Structures :

الخليا المملوءة بالردم هي منشآت خاصة ثقيلة متزنة كوحدات متراصة لتكون حائط ذا اتزان ومقاومة كبيرة للأحمال الجانبية مع أن الخليا مكونة من وحدات معدنية غير متزنة بمفردها شأنها شأن الردم المستخدم في مليء الخليا فهي غير متزنة (رأسياً) بدون الستائر المعدنية المكونة لغلاف الخلية . كما أن المنشآت الخلوية قادرة على مقاومة الأحمال الرأسية إلى جانب الأحمال الجانبية وهذا ما جعلها من المنشآت الناجحة كسدود واقية وكحواجز أمواج وكوحدات مائية عموماً .

وتستخدم المنشآت الخلوية لتشييد الدعامات Piers وحواجز الأمواج Break Waters والسدود المؤقتة Cofferdams والجزر الصناعية Sand Islands وغيرها من المنشآت المائية وأعمال الموانىء . كما أنها تستخدم كساندات للتربة لتجهيز الموقع المتسع كما سبق الاشارة وتستخدم أيضاً لتدعيم الردم وزيادة ثباتة خلف الحوائط اللوحية المربوطة Bulk - Heads . ويعطي شكل (٢٩) أشكال المنشآت الخلوية الشائعة الاستعمال .

وعند استخدام المنشآت الخلوية للدعامات وأرصفة الموانىء فإن الأشكال البسيطة وتقييد حركة أجزاء الخلايا يكون لازماً . وعلى النقيض فإن استخدام المنشآت الخلوية كسدود مؤقتة لا يتطلب هذا التقيد ويمكن حدوث هذا التحرك الكبير لكون السد المؤقت منشأ غير دائم (وإن كان هاماً ويجب أن يكون آمناً) .

وتشيّد الخلايا من قطاعات مسطحة من الستائر اللوحية Flat Web Piling حيث أن القطاعات الأخرى لا تحتمل قوى الشد الحلقية Inter Lock Loads (Hoop) الناجمة عن الضغط الداخلي للردم . ويحدث هذا التسطح للقطاعات غير المسطحة إذا ما وصلت قوى الشد الحلقية إلى قيمة ٢٠٠ كجم / سم (٢٠ طن / م) . وللوصول إلى ارتفاعات كبيرة للخلايا



Cellular configurations. Single cell configurations used for most installations: (a) diaphragm; (b) circular; (c) semicircular; (d) elliptical (sand island); and cellular arrangements to resist high lateral loads: (e) cloverleaf; (f) circular with berm; (g) double circular cells.

شكل (٢٩) أشكال المنشآت الخلوية الشائعة الاستعمال

يستخدم ردم خفيف الوزن ويستخدم أيضاً تدرج للمنشأ الخلوي وقد يستخدم قدمة (Berm) أمام المنشأ لزيادة الاتزان كما يظهر في شكل (29 - f, g) .

وتؤخذ النسبة بين قطر الخلية المتوسط (للشكل الغير دائري) أو قطر الخلية للدائرية إلى الارتفاع في حالة المنشآت الخلوية المستخدمة في حجز المياه (للسدود المؤقتة مثلاً) والمؤسسة على قاع صخري كنسبة ٠,٨٥ وبالرغم من أن نسباً أقل تصل إلى ٠,٦٠ قد استخدمت إلا أن المنشأ نجح في القيام بالمهمة المنشأ لأجلها . وتصنف المنشآت الخلوية إلى ثلاث قطاعات :

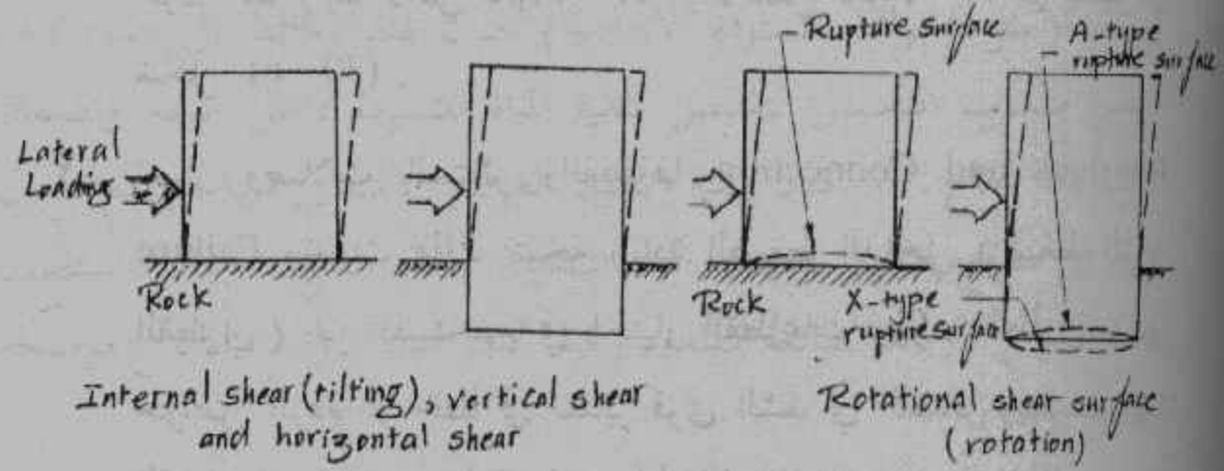
- منشآت خلوية صغيرة وتلك لا يزيد ارتفاعها عن ١٢ متراً .
- منشآت خلوية متوسطة وتلك ارتفاعها لا يزيد عن ٢٠ متراً .
- منشآت خلوية ضخمة وهي التي تزيد في الارتفاع عن ٢٠ متراً .

خطوات التصميم Design Procedure :

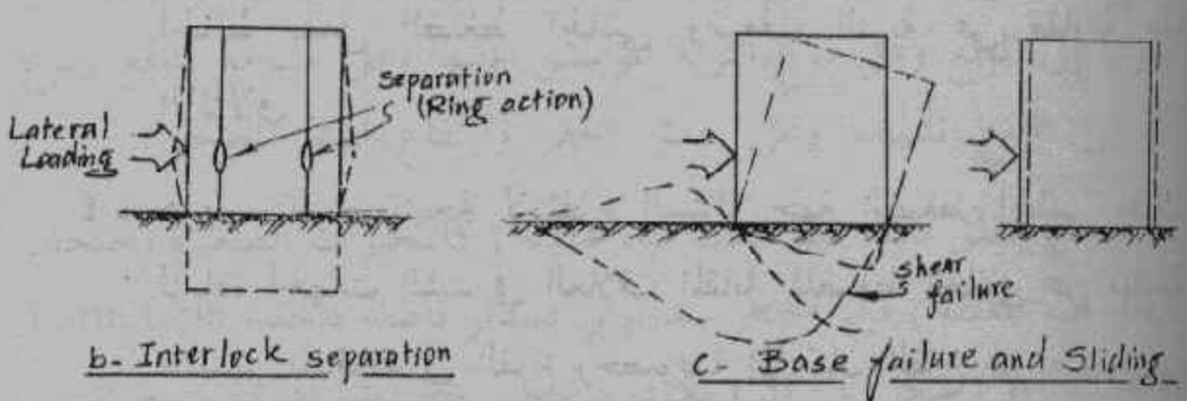
بعد الحصول على المعلومات الممكنة للغرض من المنشأ الخلوي والتخطيط العام للموقع وارتفاع المياه الحُرة أو الجوفية وموقع المنشأ ومهمته (دائمة أو مؤقتة) . واتخاذ قرار حول السماح أو عدم السماح للأمواج أن ترتفع فوقه يمكن للمهندس أن يحدد موقع المنشأ وارتفاعه . وتكون الخطوة التالية هي تحديد أبعاده وقطاعات الستائر المستخدمة في تشييد الخلايا .

عند تصميم قطاعات وأبعاد الخلايا يجب اعتبار اشكال الانهيار المحتملة . وتلك الأشكال موضحة بشكل (٣٠) . وتأتي الانهيارات التالية بترتيب أهميتها والتي يجب التدقيق في منع أو تجنب حدوثها للوصول إلى تصميم ناجح :

١ - الميل الشديد أو دوران القاعدة للخلية Base Rotation . ويحدث

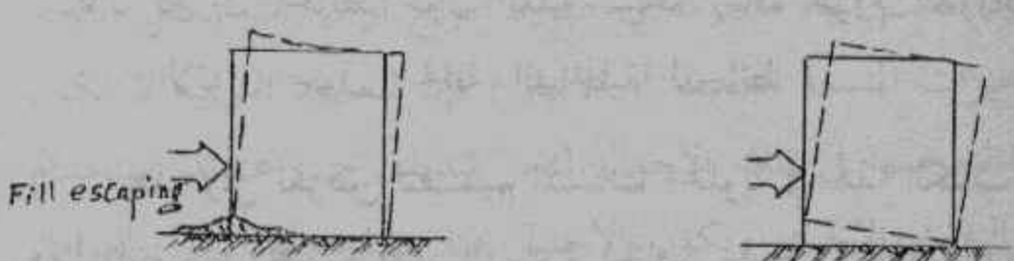


a- Shear Failure



b- Interlock separation

c- Base failure and Sliding



d- Piling rise on loaded side

e- Overturning

شکل (۳۰) اشکال انهیار الخلایا

ذلك نتيجة لضعف القطاع ككل لمقاومة عزوم الانحناء وانفصال الرابطة بين الستائر والردم الداخلي (لعدم دمك الردم أو استخدام ردم خفيف ذا احتكاك داخلي قليل) أو بسبب استخدام قطاعات صغيرة للستائر المكونة لغلاف الخلايا . ويسبب هذا الفشل أيضاً تحرك القاع إما لأعلى A - Type أو لأسفل X - Type كما يظهر في شكل (30 - a) .

٢ - انهيار وصلات الستائر وانفصالها Interlock and Connection Failure ويحدث ذلك نتيجة زيادة الضغط الداخلي (ضغط التربة القطري) عن المستخدم في اختيار القطاعات وذلك لخطأ في تقدير خواص الردم أو لخطأ في تقدير قوى الشد في الستائر ويتسبب هذا الفشل في هروب الردم من الخلايا وانهيارها تبعاً لذلك .

٣ - انهيار التربة أسفل الخلايا بالقص Bearing Failure أو انزلاق الحائط بفعل الضغط الجانبي وضعف التربة عن مقاومة هذا الانزلاق .

٤ - هروب الردم نتيجة لارتفاع الستائر جهة الضغط الجانبي وذلك لزيادة أجهات الشد في الغلاف المقابل للضغط الجانبي عن مقاومة الستائر المدفوقة في القاع وخصوصاً إذا كان القاع غير صخري .

٥ - دوران الحائط حول القدم نتيجة زيادة عزوم الدوران عن عزوم الاتزان حول الحافة الداخلية للحائط .

هذا ولن نعرض لتصميم المنشآت الخلوية في هذا الكتاب نظراً لتشعب هذا الموضوع وتجاوزة مجال الدراسة الخاص بتجهيز الموقع . ويمكن لمن يهمه الأمر الرجوع إلى المراجع المتخصصة في المنشآت المائية وأعمال الموانىء للمزيد من التفصيلات حول موضوع تصميم وتنفيذ المنشآت الخلوية Cellular Structures .

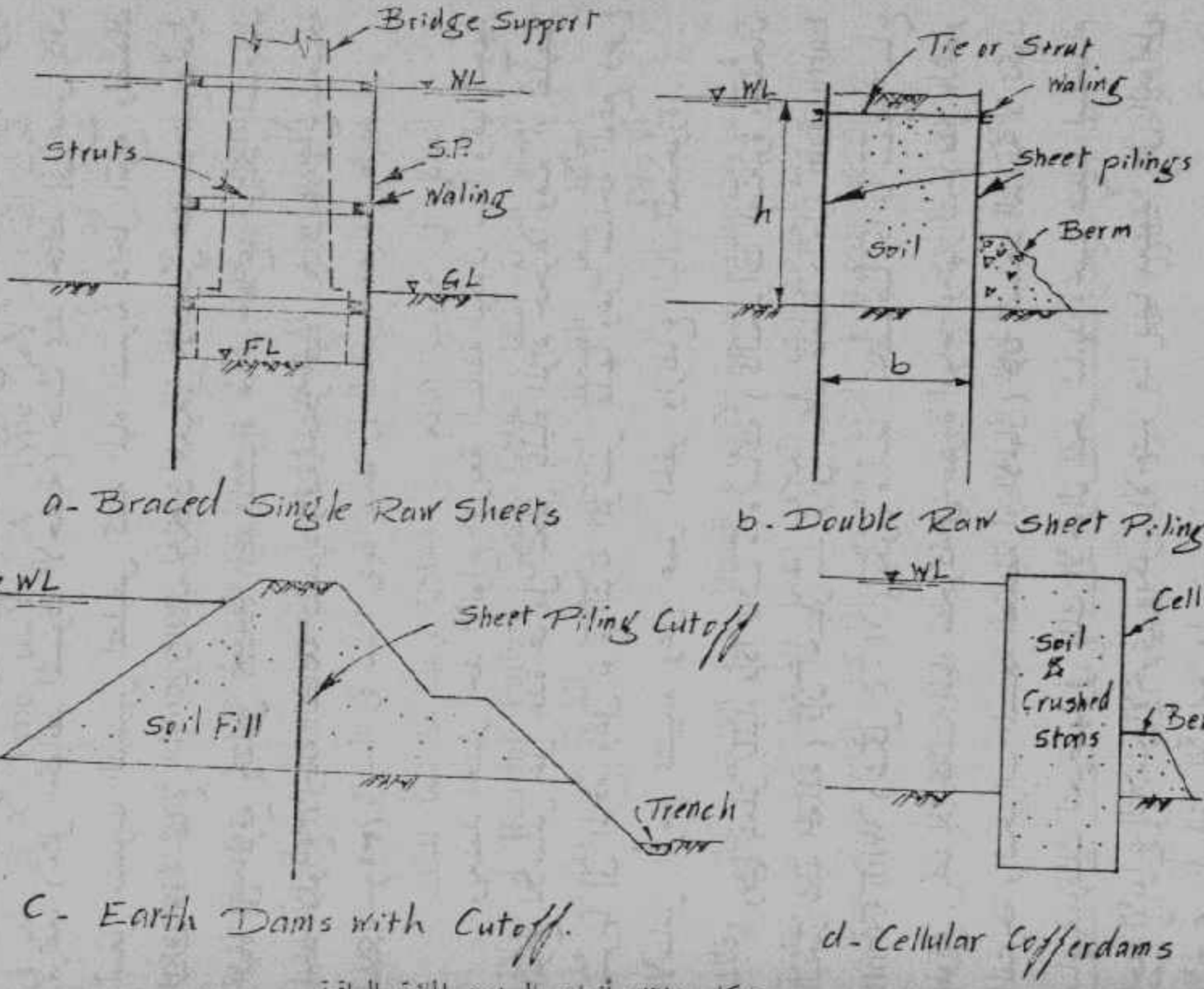
السدود الواقية Cofferdams :

السدود الواقية هي منشآت تشيد بغرض منع دخول المياه والتربة إلى داخل موقع أساس لمنشأ دائم . والسدود الواقية إما أن تكون أرضية Land Cofferdam وذلك عندما تقوم بسند التربة في وجود منسوب المياه الجوفية مرتفعاً (مثل الحوائط المسنودة الأحادية) حيث يمتد الحائط إلى عمق كاف أسفل منسوب التأسيس لتقليص كمية المياه المتسربة داخل الموقع ولضمان ثبات هذا القاع . أو تكون مائية ويكون الغرض الأساسي منها هو منع دخول المياه إلى الموقع وتقليل كميات المياه المتسربة خلال القاع . ويمكن استعمال أحد الأنواع الأربعة الشائعة كسدود واقية لحجز المياه . وتلك الأنواع موضحة بشكل (٣١) .

ويعتمد اختيار أحد الأنواع الأربعة السابقة ليكون سداً واقياً لتجهيز الموقع للأساس على عدة عوامل تتعلق بالمياه المُراد حجزها ومنع أو تقليص تسربها إلى الموقع وعلى نوع التربة المؤسس عليها وعلى مساحة الموقع ونوع الأساس المُزمع تشييده وعلى عمق الحفر وارتفاع المياه المحجوزة .

وفيما يتعلق بالمياه فإذا كانت مياه ساكنة (كالبحيرات الصغيرة وخلجان البحار شبه المغلقة) فإن اختيار سد ترابي بستائر قاطعة داخلية Earth Dam With Cutoff (شكل c - 31) يكون مناسباً . خصوصاً إذا ما سمح اتساع الموقع . أما إذا كانت المياه متحركة في صورة أمواج أو تيارات (مثل البحار المفتوحة والبحيرات المتسعة العميقة أو الأنهار) فإن السدود الترابية لا تكون مناسبة وذلك لتعرضها في تلك الأحوال لنحر شديد ويجب عندئذ استخدام أحد الأنواع الثلاث الأخرى ويكون الاختيار هنا بينها معتمداً على العوامل الأخرى السابق الاشارة لها .

وفيما يتعلق بنوع التربة المؤسس عليها فإذا كانت من النوع الغير ثابت أثناء تسرب المياه (رمل ناعم وطمي) فإن الحذر الشديد من تكون نافورات



شكل (٣١) أنواع السدود المائية الواقية

وهروب التربة مع المياه المتسربة يجب أن يؤخذ في التصميم ويكون اختيار الحائط الأحادي (شكل 31 - a) غير مناسب نظراً لأن خطوط السريان Flow Lines عادة ما تكون قصيرة وقد تسبب نحر Piping كما أن اتزان السدود الخلوية يجب اعتباره إذا ما كانت مقاومة التربة وقدرة احتمالها قليلة .

واستخدام السدود الأحادية الحائط يكون مناسباً جداً في حالة المواقع الضيقة (مثل تشييد دعامة كوبري أو قنطرة) حيث يمكن سند الستائر اللوحية بنظام أربطة داخلي كما سبق الاشارة إلى ذلك . أما في حالة المواقع المتسعه فإن السد الواقي يجب أن يكون متزناً بنفسه Sell - Stable ويتأتى ذلك بالنوعين (31 - b, d) إذا ما كان السد معرض للنحر (مياه متحركة) أو النوع (31 - c) إذا كانت المياه ساكنة .

ويفضل استخدام السدود الواقية المشيدة من خلايا إذا ما كان ارتفاع الماء كبيراً ($H > 10.0$ m) حيث أن اتزان الأنواع الأخرى في وجود ضغط مائي كبير سيكون على حساب اقتصاديات المشروع باستثناء السدود الترابية إذا أمكن استخدامها .

السدود الواقية المستخدمة في الأنهار :

إذا لم يتيسر تحويل مجرى النهر وذلك بعمل سدين ترابيين قبل وبعد الموقع وعمل تحويله (على شكل مجرى مفتوح أو مواسير ضخمة لنقل المياه من جهة إلى الأخرى) فإن خطوات تشييد السد الواقي وكذلك المنشأ داخل هذا السد تكون على مراحل . ويكون ذلك ضرورياً في حال المجاري المائية الكبيرة أو الملاحية . ولا تصلح السدود الترابية كما سبق أن أشرنا في تلك الحالة وعادة ما يكون حائط مسنود أحادي كافياً ما لم تكن حالة التسرب خلال القاع حرجة أو إذا ما كان موقع العمل المراد تجهيزه متسعاً فيكون استخدام سد واقي مكون من صفين من الستائر اللوحية Double Raw S.P.

لازماً . وقد يلجأ إلى السد الواقي الخلوي إذا ما كان ارتفاع الماء كبيراً .

والتشييد على مراحل Construction in Stages تبدأ بإنشاء سد واقي مغلق إلى جانب إحدى ضفاف النهر River Bank كما يظهر في شكل (a - 32) . الحيز بين السد والضفة تفرغ منه المياه ثم يبدأ الحفر على الناشف إلى العمق المطلوب للأساس . وينفذ في هذا الحيز جزءاً من المنشأ في غير وجود المياه . ثم يُزال السد الواقي وتترك المياه لتمر في الحيز الذي تم تشييد المنشأ فيه وينقل السد إلى الضفة الأخرى من النهر (شكل b - 32) إذا كان النهر متوسط أما إذا كان متسعاً فقد يلزم عمل أكثر من مرحلتين وذلك بتنفيذ أجزاء متوسطة في وسط النهر . ويكرر العمل حتى يكتمل الإنشاء كما يظهر في شكل (c - 32) . واختيار حجم الحيز لكل مرحلة يخضع لاعتبارات تتعلق بالقطاع اللازم لتصرف النهر في حدود سرعات مقبولة . ويحدد هذه السرعات نوع تربة القاع وقابليتها للنحر خصوصاً حول أركان السد الواقي حيث تزيد السرعة حول تلك الأركان عن متوسط السرعة في القطاع الباقي من النهر . ولذا يجب حماية القاع حول السد الواقي وبالذات حول الأركان بوضع قدمة Berm من الأحجار الكبيرة (ذات كتل لا تقل عن ٢٠ كجم لقطعة الحجر الواحد) وذلك لمنع التآكل Scour .

السدود الواقية المدعمة Braced Cofferdams :

السد المدعم (المكون من حائط أحادي مسنود بنظام أربطة داخلي) الموضح بشكل (a - 31) يشكل صندوق يمكن تشييد الأساس داخله في ظروف مناسبة حيث تسحب المياه من داخل هذا الصندوق ويمكن بعدئذ الحفر وتجهيز الموقع على الناشف . وتصمم المدادات Wales والسواند Struts لتقاوم الضغط الهيدروستاتيكي بالكامل وكذلك ضغط التربة حتى منسوب التأسيس . وتصمم الستائر اللوحية (عادة قطاعات من الصلب ذات عمق وعزم قصور كبير) لتقاوم عزوم الإنحناء لكمرة ذات بحر مساوٍ لتقسيط

على الحائطين كما يظهر في الشكل ويعطي كلاهما ضغطاً إلى الداخل حيث تزيد قيمة الضغط الهيدروستاتيكي عن ضغط التربة المشبعة للحائط الخارجي . ويمكن أن يتعرض الشداد العلوي في تلك الحالة للشد إذا ما زاد ضغط التربة المشبعة على الحائط الداخلي عن محصلة الضغوط على الحائط الخارجي وإلا فإنه يكون عضواً مضغوطاً . وحل تلك المسئلة مثل سابقتها يتم بمساواة التحرك الجانبي للحائطين .

وتجدر الاشارة هنا أن الحالتين الثانية والثالثة المقدمة أعلاه هي حالات تقريبية وذلك لعدم اعتبار سطح المياه الحُر الحقيقي في كلتا الحالتين . ولكنهما حالات حدية تعطي الحدود العليا والدنيا للأحمال Upper and Lower Limits وعليه فالتصميم يكون آمناً Conservative Design .

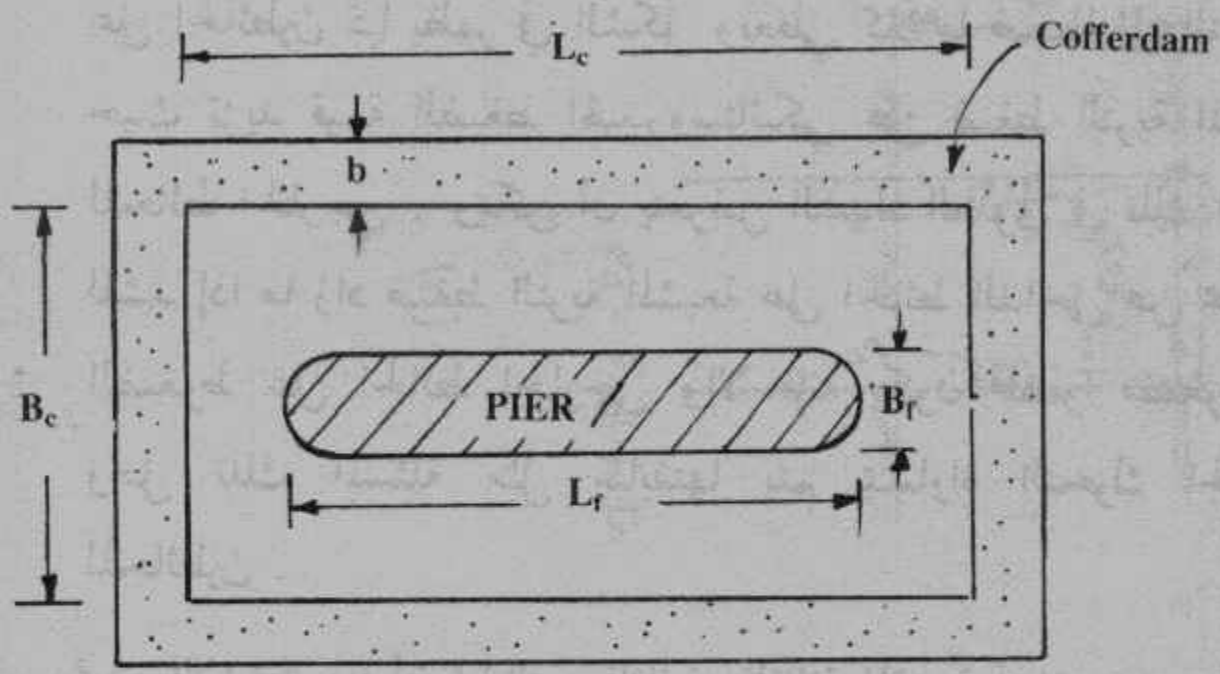
ويجب أن تكون أبعاد السد الواقي كافية لاحتواء المنشأ المُزمع تشييده داخله وكذلك يجب أن يحتوي - بالاضافة للمنشأ الرئيسي - مسطاح التربة Soil Berm اللازم لتثبيت التربة ضد قوى التسرب وكذلك يجب أن يحتوي مساحة كافية للعمل والحركة حول الأساس ولتشوين المواد اللازمة والمعدات . أيضاً من المنطقي أن تتأثر أبعاد السد الواقي في المسقط الأفقي بارتفاع الماء الخارجي المحيطة بالسد . فكلما زاد عمق الماء المحيط كان من الأفضل زيادة مساحة الحيز المحاط بالسد الواقي لعوامل نفسية من قِبل العاملين داخل الموقع ولزيادة الاحتياطات المرتبطة بزيادة العمق (مثل زيادة حجم المسطاح الداخلي ومعدات ضخ وسحب المياه من الموقع) . ويعطي شكل (٣٤) الأبعاد المستخدمة في العلاقات التالية :

Length of Cofferdam

$$L_c = L_f + (1 \rightarrow 1.5h) \quad \text{..... (14 - a)}$$

Width of Cofferdam

$$B_c = B_f + (1 \rightarrow 1.5h) \quad \text{..... (14 - b)}$$



شكل (٣٤) الأبعاد العملية للسد الواقي

Where:

L_f, B_f are plan dimension of the foundation.

أمثلة محلولة للحفر المسنود والسدود الواقية :

١ ـ صمم نظام السند اللازم لحفر خندق اتساعة ١,٥٠ متر وعمقه ٤,٠٠ أمتار لتربة رملية ذات زاوية احتكاك داخلي ٣٠° ووحدة أوزان ١,٦٠ طن / م^{٣} . الخندق يقع في منطقة معرضة لحمل موزع عند سطح الأرض كثافته ١,٠٠ طن / م^{٢} . استخدم قطاعات خشبية للستائر ذات سُمك ٣,٠٠ بوصة (٧٥ مم) . استخدم اجهادات تشغيل للخشب للعزوم ٤٥ كجم / سم^{٢} وللضغط ٤٠ كجم / سم^{٢} .

٢ ـ صمم نظام سند تلسكوبي لخندق عمقه ٧,٥٠ متر وعرضه عند القاع ١,٥٠ متر لتربة طينية متماسكة ذات وحدة أوزان ١,٦٥ طن / م^{٣} وتماسك ٣,٠٠ طن / م^{٢} إذا كان تقسيط السواند Struts

يساوي ٢,٠٠ متر وطول الستائر الخشبية لا يزيد عن ٢,٥٠ متر .
التربة غير مقلقلة وغير معرضة لحمل متحرك عند سطح الأرض .
الإجهادات المسموح بها للقطاعات الخشبية .

$f_{bending} = 55\ kg/cm^2$, $f_c = 40\ kg/cm^2$ and $f_s = 12\ kg/cm^2$.

٣ ـ صمم وفصل الحائط المسنود بأعضاء مائلة Rakers في تربة رملية ذات وحدة أوزان ١,٦٠ طن / م^3 وزاوية احتكاك ٣٠° وعمق ٧,٠٠ أمتار . الستائر المعدنية الرأسية مطلوب سندها أفقياً بمدادات على عمق ١,٥٠ ، ٥,٥٠ متر من سطح الأرض . والمدادات بدورها مسنودة بأعضاء مائلة تنتهي عند نقطة مشتركة على بعد ثلاث أمتار من الحائط عند منسوب سطح الحفر . تقسيط الأعضاء المائلة مطلوب ألا يزيد على ٣,٠٠ أمتار للحصول على قطاعات مناسبة للمدادات . أبعاد الموقع المطلوب تجهيزه ٢٠,٠٠ × ١٦,٠٠ متر في المسقط الأفقي .

٤ ـ مطلوب عمل حائط لسند تربة طينية لينة لمسقط أفقي دائري قطره ١٠,٠٠ أمتار وعمقه ٨,٠٠ أمتار وخواص التربة هي : التماسك ١,٨٠ طن / م^2 ـ وحدة الأوزان ١,٥٠ طن / م^3 . المقترح عمل مدادات دائرية كل ٢,٠٠ متر (عدد ٥ مدادات دائرية ذات قطر خارجي ١٠,٠ م) . التربة معرضة لحمل حي قيمته ١,٥٠ طن / م^2 عند سطح الأرض . التربة على عمق ٨,٠٠ متر رملية طمبية متوسطة . (اعتبر طول الانبعاج للمدادات الدائرية يساوي نصف القطر) .

٥ ـ احسب قطاع الستائر المعدنية وكذلك قطاعات المدادات والساندات لسد واقي مدعّم لتشييد دُعامة كوبري ٢,٥٠ × ٢٠,٠٠ متر .
عمق المياه ٩,٠٠ أمتار وقاع النهر يتكون من تربة رملية طمبية ذات

زاوية احتكاك داخلي ٢٠° وتماسك ١,٢٥ طن / م^{٢} ووحدة أوزان معومة قيمتها ٠,٨٠ طن / م^{٣} . منسوب التأسيس يقع أسفل قاع النهر بثلاث أمتار . منسوب الطبقات الصخرية الصماء تقع على عمق ٢٠,٠٠ متراً أسفل قاع النهر . معامل النفاذية للرمل الطمي ٠,٠٠١ سم / ث .

٦ - صمم الستائر اللوحية ومجموعة الشداد العلوي لسد واقي مزدوج ليتحمل عمق مائي مقداره ٧,٠٠ أمتار . استخدم تربة حبيبية وكسر حجارة لتكون ردماً ذا زاوية احتكاك داخلي ٣٧° . اعتبر منسوب الشداد هو منسوب سطح المياه . اعتبر عمق الاختراق مساوٍ ٠,٦٥ من عمق المياه . وحدة أوزان التربة المشبعة مساوٍ ٢,٠٠ طن / م^{٣} . حساب معاملات الأمان ضد اتزان القاع نتيجة تسرب المياه غير مطلوب .

* جدول (٤) يعطي قطاعات الكمرات BFIB اللازم لتصميم القطاعات اللازمة للأربطة Bracing .

* لجميع الأمثلة السابقة استعمل الاجهادات التالية للقطاعات الصلب .

$$f_{bending} = f_{tension} = 1400 \text{ kg / cm}^2$$

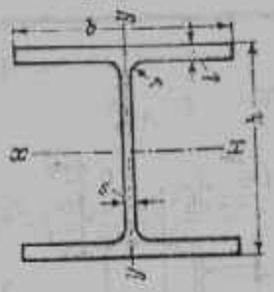
$$f_c = 1300 \text{ kg / cm}^2 \text{ for short column}$$

$$f_c = 1300 - 0.06\,(l/i)^2 \text{ kg / cm}^2 \text{ for } (l/i) \leq 100$$

$$= 7 \times 10^6 / (l/i)^2 \text{ kg / cm}^2 \text{ for } (l/i) \geq 100$$

جدول (٤) قطاعات الكمرات BFIB

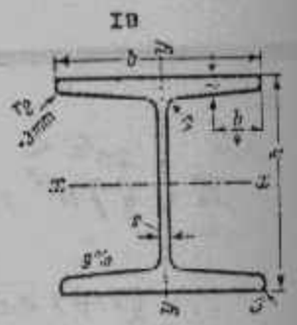
IPB



B.F.I.B.

A = Area
G = Weight
I = Moment of inertia
Z = sectional modulus
$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ radius of gyration.

IB



Remark	DIM. in mm						A	G	U	For The Axes						S_x	s_x
										x-x			y-y				
	h	b	s	t	r	r_1	cm²	kg/m	m²/m	I_x cm⁴	Z_x cm³	i_x cm	I_y cm⁴	Z_y cm³	i_y cm	cm³	cm
IPB					I							—IPB					
100	100	100	6,5	10	10	–	26,1	20,5	0,570	447	89,3	4,14	167	33,4	2,53	51,6	8,62
120	120	120	7	11	11	–	34,3	26,9	0,687	864	144	5,02	317	52,9	3,04	83,0	10,4
140	140	140	8	12	12	–	44,1	34,6	0,803	1520	217	5,87	550	78,6	3,53	127	12,0
160	160	160	9	14	14	–	58,4	45,8	0,918	2630	329	6,72	958	120	4,05	188	14,0
180	180	180	9	14	14	–	65,8	51,6	1,038	3830	426	7,63	1360	151	4,55	241	15,9
200	200	200	10	16	15	–	82,7	64,9	1,154	5950	595	8,48	2140	214	5,08	337	17,7
220	220	220	10	16	15	–	91,1	71,5	1,274	8030	732	9,37	2840	258	5,59	417	19,5
240	240	240	11	18	17	–	111	87,4	1,387	11690	974	10,2	4150	346	6,11	549	21,9
260	260	260	11	18	17	–	121	94,8	1,509	15050	1160	11,2	5280	406	6,61	649	23,8
280	280	280	12	20	18	–	144	113	1,623	20720	1480	12,0	7320	523	7,14	831	24,9
300	300	300	12	20	18	–	154	121	1,745	25760	1720	12,9	9010	600	7,65	959	26,8
320	320	300	13	22	20	–	171	135	1,780	32250	2030	13,7	9910	661	7,60	1130	28,3
340	340	300	13	22	20	–	174	137	1,820	36940	2170	14,5	9910	661	7,55	1220	30,3
360	360	300	14	24	21	–	192	150	1,856	45120	2510	15,3	10810	721	7,51	1410	32,0
380	380	300	14	24	21	–	194	153	1,896	50950	2680	16,2	10810	721	7,46	1510	33,8
400	400	300	14	26	21	–	209	164	1,936	60640	3030	17,0	11710	781	7,49	1700	35,6
425	425	300	14	26	21	–	212	166	1,986	69480	3270	18,1	11710	781	7,43	1830	37,8
450	450	300	15	28	23	–	232	182	2,031	84220	3740	19,0	12620	841	7,38	2110	40,0
475	475	300	15	28	23	–	235	185	2,081	95120	4010	20,1	12620	841	7,33	2250	42,2
500	500	300	16	30	24	–	255	200	2,127	113200	4530	21,0	13530	902	7,29	2560	44,3
550	550	300	16	30	24	–	263	207	2,227	140300	5100	23,1	13530	902	7,17	2880	48,7
600	600	300	17	32	26	–	289	227	2,321	169000	6030	25,0	14440	962	7,07	3410	53,0
650	650	300	17	32	26	–	297	234	2,421	216000	6670	27,0	14440	962	6,97	3780	57,4
700	700	300	18	34	27	–	324	254	2,517	270300	7720	28,9	15350	1020	6,88	4400	61,5
750	750	300	18	34	27	–	333	261	2,637	316300	8430	30,8	15350	1020	6,79	4820	65,8
800	800	300	18	34	27	–	342	268	2,717	366400	9160	32,7	15350	1020	6,70	5220	70,2
900	900	300	19	36	30	–	381	299	2,911	506000	11250	36,4	16270	1080	6,53	6450	78,4
1000	1000	300	19	36	30	–	400	314	3,111	644700	12900	40,1	16280	1080	6,37	7430	86,8
IB					I							—IB					
100	100	100	7,5	10,25	10	1,5	26,8	21,0	0,556	447	89,4	4,09	131	30,1	2,32	53	8,4
120	120	120	8	11	11	1,5	34,6	27,2	0,665	652	142	4,96	276	46,0	2,82	82	10,4
140	140	140	8	12	12	–	43,3	34,0	0,780	1460	213	5,86	475	67,8	3,31	122	12,2
160	160	160	9	14	14	–	57,4	45,0	0,888	2580	322	6,70	831	104	3,81	184	14,0
180	180	180	9	14	14	–	64,7	50,8	1,013	3750	417	7,62	1170	130	4,25	237	15,9

S_x = First moment of area

$s_x = \frac{I_x}{S_x}$ = Distance between tension and compression points

Ex. II-1

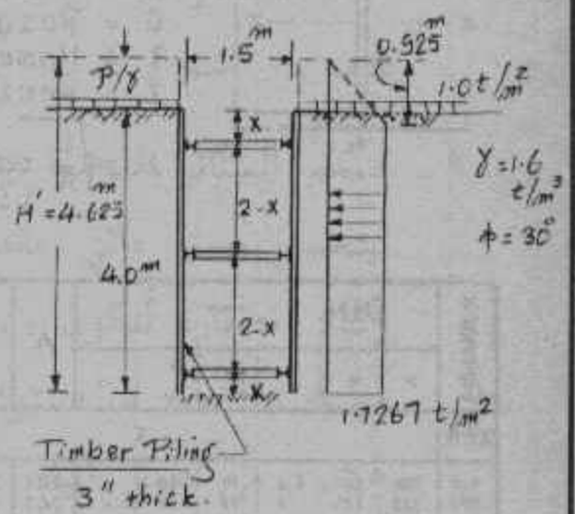
$$P_a = \tfrac{1}{2}\gamma H'^2 K_a$$

$$= \tfrac{1}{2} \times 1.6 \times \overset{2}{4.625} \times 1/3$$

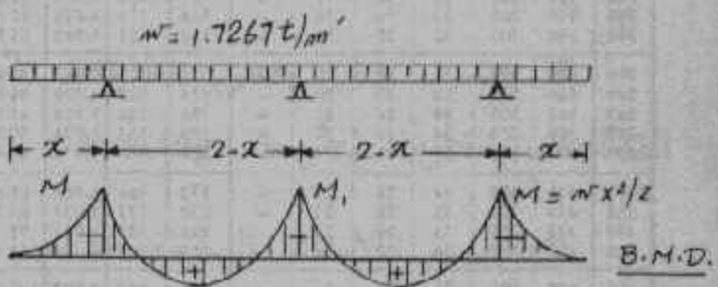
$$= 5.704167 \ t/m'$$

$$\therefore e_a = 1.4\, P_a / H'$$

$$= \underline{1.7267 \ t/m^2}$$



Let the earth pressure is uniformly dist. on two span beam with over-hanging ends as shown



For Optimum Design

$$M_1 = M$$

$$= wx^2/2$$

But $M_1 = \dfrac{w(2-x)^2}{8} - M$

$$\therefore \frac{w(2-x)^2}{8} = wx^2 \qquad 7x^2 + 4x - 4 = 0$$

$$\therefore x = 0.523 \ m \quad \text{Taken } 0.5\ m$$

$$\therefore M_1 = \frac{1.7267\,(1.5)^2}{8} - \frac{1.7267\,(0.5)^2}{2}$$

$$= \underline{0.27 \ m.t/m'}$$

$$\therefore Z_{req} = M/f = 27000/45 = \underline{600 \ cm^3/m'}$$

Ex. II-1

$Z_{act.} = 100 \times 15^2/6 = 937.5 \ cm^3/m' > Z_{req.}$ O.K.

Walings and Struts;

Use steel section for walings and timber for struts

For Struts 15 X 15 Cm (6" x 6") of a capacity = 225 x 40

= 9000 kg

= 9.0 ton

$\therefore S$ = Strut Capacity / Waling Load

Max. Waling Load = 1.5 X 1.7267 = 2.6 t/m'

$\therefore S = 9/2.6 = 3.462$ m

Taken 3.5 m

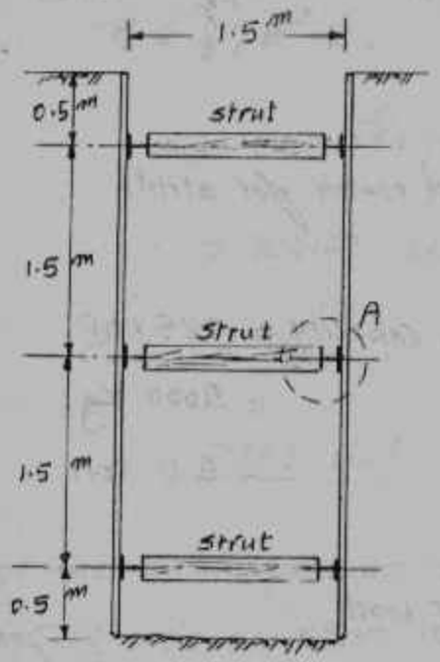
$M_{waling} = 2.6 S^2/12$

$= 2.6 (3.5)^2/12 = 2.6542$ m.t

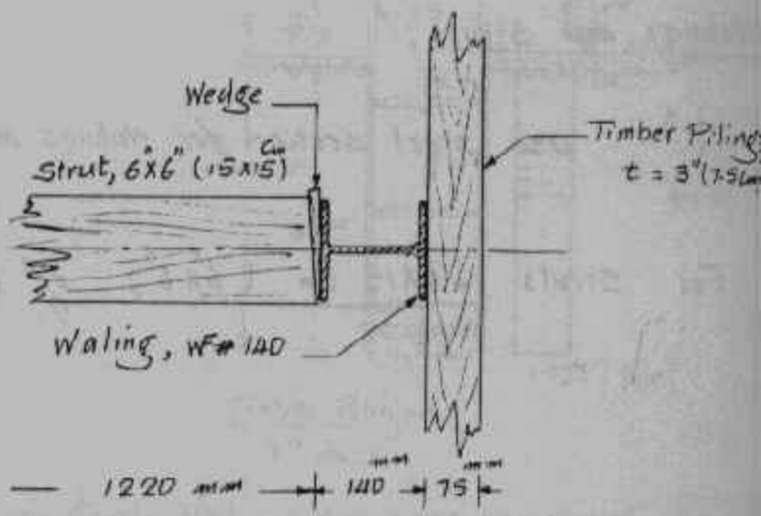
$Z_{req} = \frac{265420}{1400} = 189.6 \ cm^3$ W# 140

$f_{act.} = \frac{265420}{217} = 1223 < 1400$ O.K.

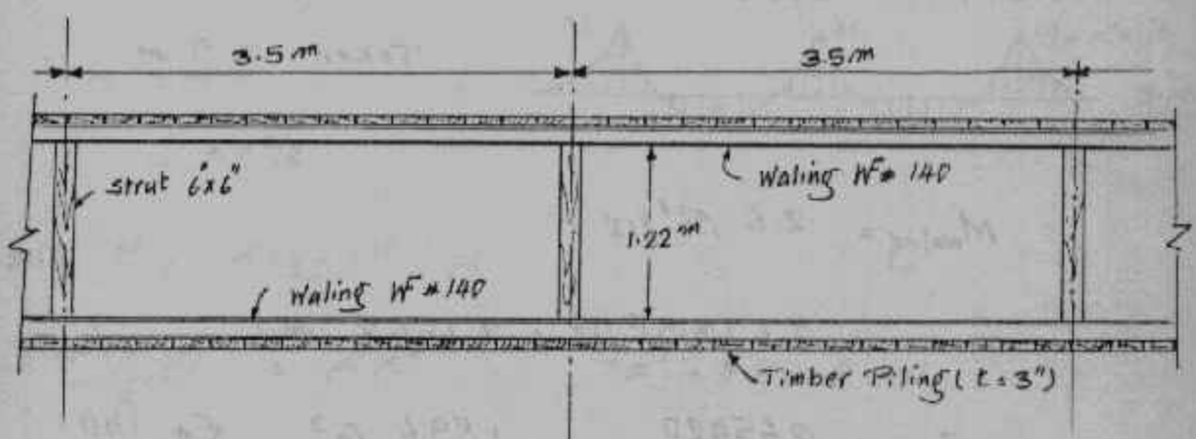
Ex. II - 1



SEC. ELEV.



(A) Joint Detail



PLAN

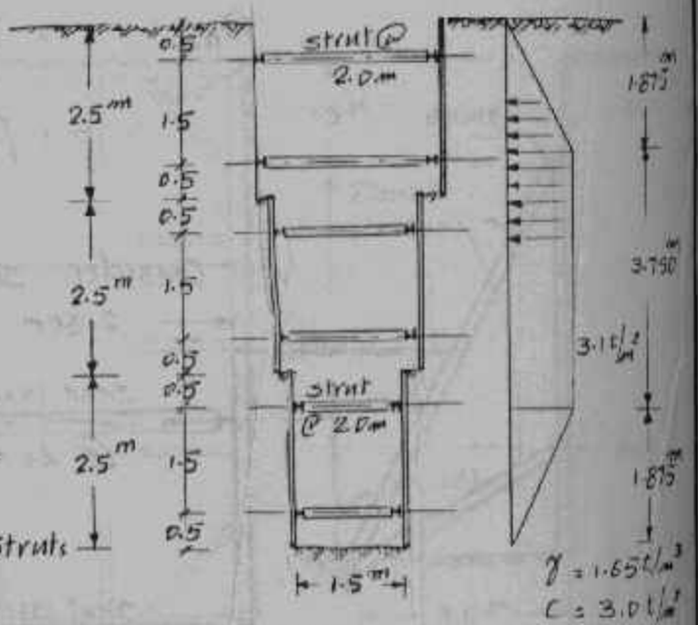
Ex. II-2

* Since the soil is undisturbed-stiff-clay,

$\therefore e = 0.2H \rightarrow 0.3H$

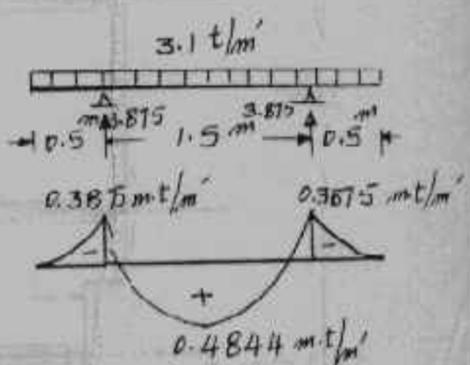
Let $e = 0.25 \times 1.65 \times 7.5$

$= 3.1\ t/m^2$



* Consider the middle segment to design Pilings, Walings & Struts

* For almost equal M+ve & M-ve Let overhanging part to be 0.2ℓ, where ℓ = piling length.



* Sheet Piling;

$Z_{req.} = \frac{48440}{55}$

$= 880.7\ Cm^3/m'$

Consider $t = 3''$ (7.5 Cm) $\rightarrow Z_{act.} = \frac{100 \times 7.5^2}{6} = 937.5\ Cm^3/m'$ OK.

* Waling; $M = 3.875 \times 2^2/12 = 1.29\ m.t$

$\therefore Z = \frac{129200}{1400} = 92.3\ Cm^3$ WF # 120

$f_{act.} = \frac{129200}{144} = 87.2 < 1400$ O.K.

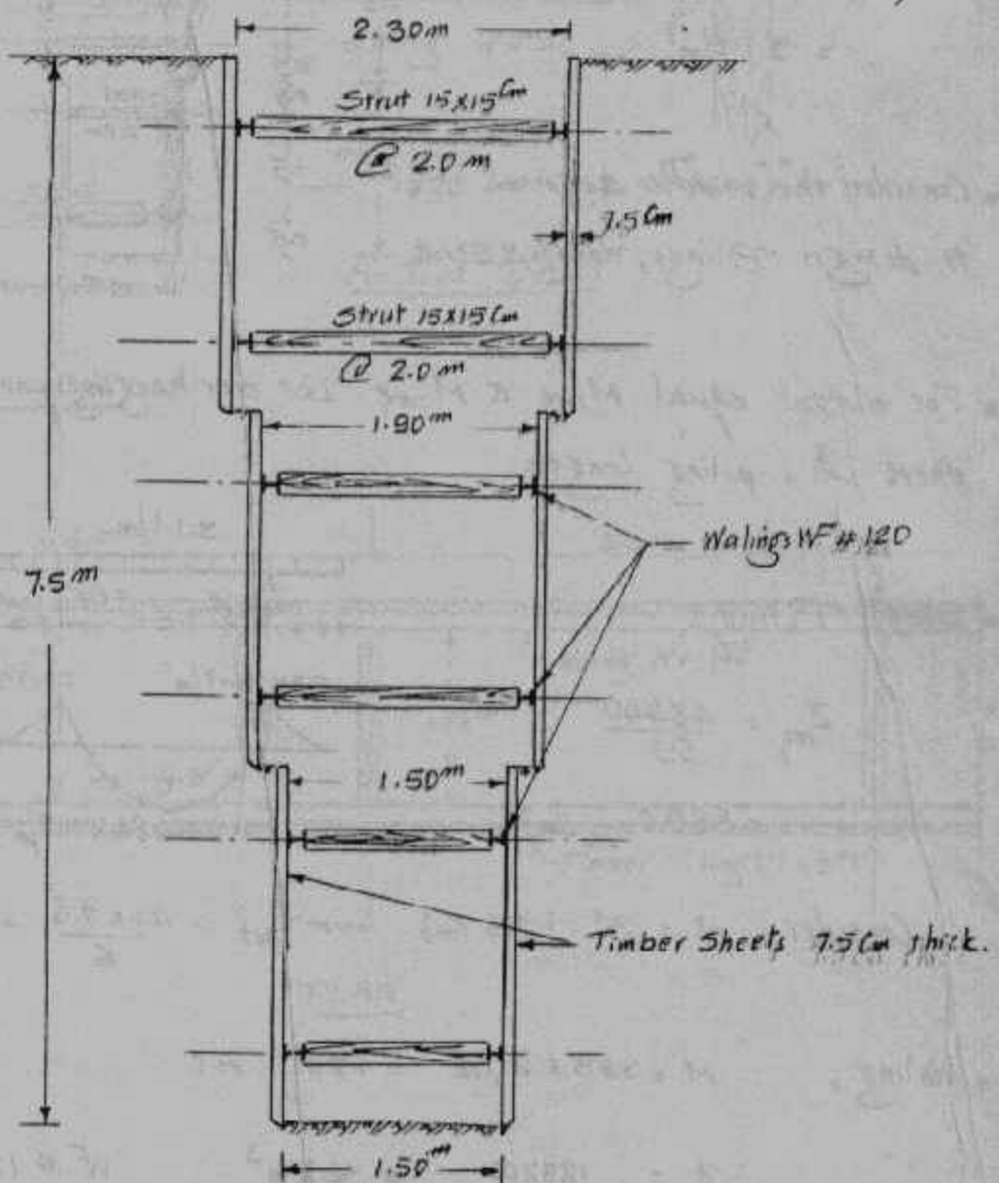
Ex. II-2

* Strut; Force in strut = 3.875 x 2.0 = 7.75 ton

$$A_{req'd} = \frac{7750}{40} = 193.75 \text{ Cm}^2$$

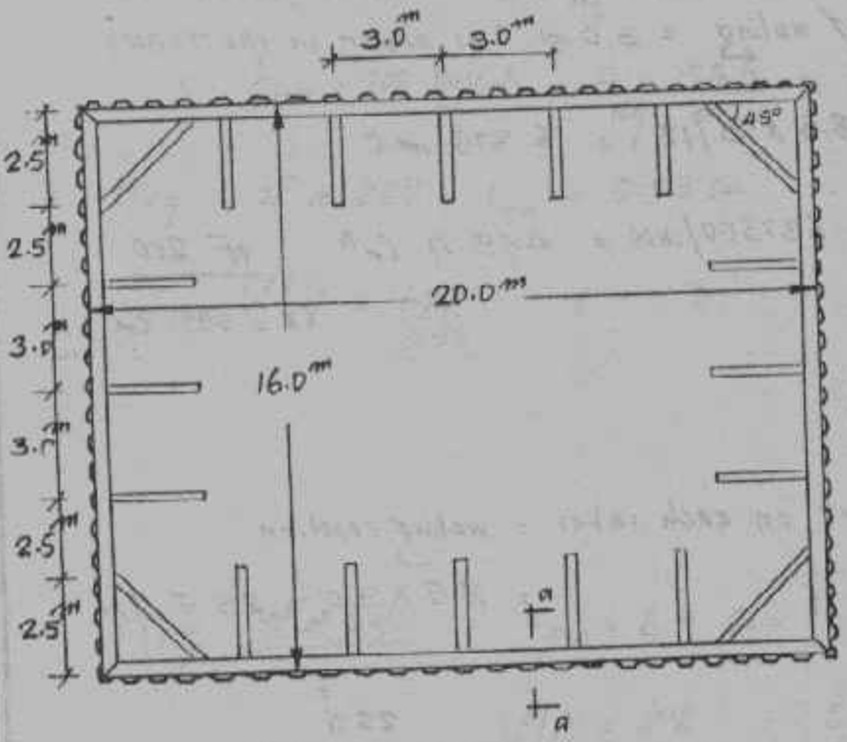
$$\therefore b = \sqrt{A} = 13.92 \text{ Cm}$$

$\therefore$ Consider Struts 6"x6" (15 Cm x 15 Cm)

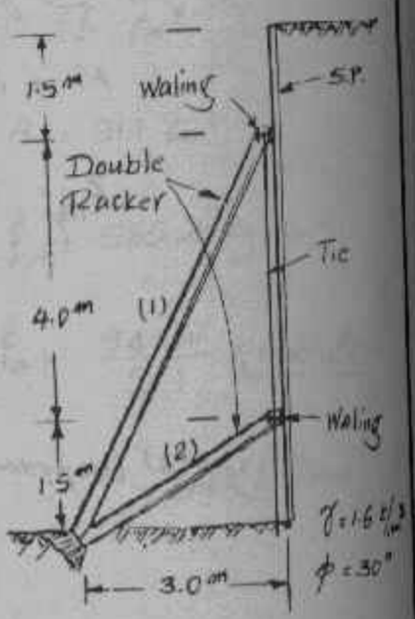


SEC. ELEVATION

Ex. II-3



PLAN

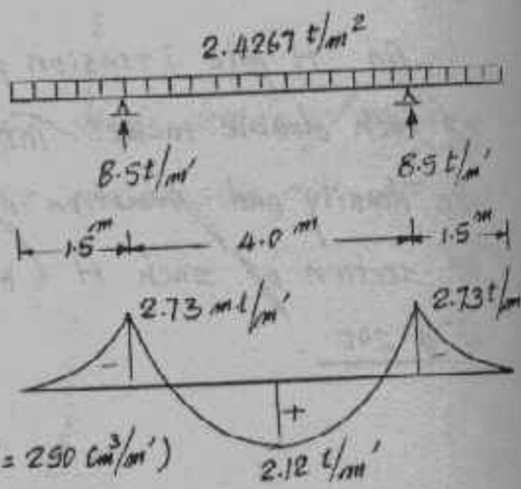


SEC a-a

$$K_a = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 1/3$$

$$0.65\, K_a \gamma H = e = 2.4267\ t/m^2$$

Sheet Piling;



$M_{MAX} = 2.73$ m.t/m'

$$\therefore Z_{req} = \frac{273800}{1400} = 195\ cm^3/m'$$

S.P. # PMA 22 ($Z = 250\ cm^3/m'$)

Ex. II-3

Waling;

Spacing of waling = 3.0 m (as shown in the PLAN)

$M = 8.5 \times 3^2/12 = 6.375$ m.t

$Z_{req.} = 637500/1400 = 455.4\ Cm^3$ WF 200

($Z = 595\ cm^3$)

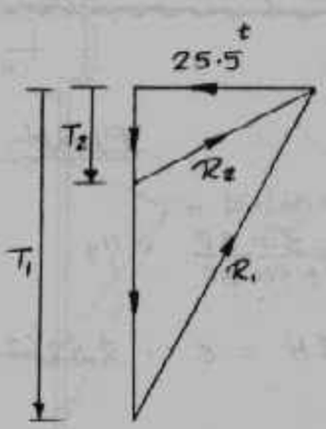
Rackers;

Horizontal component on each raker = waling reaction

$= 8.5 \times 3.0 = 25.5$ ton

$R_1 = 54.5$ t , $T_1 = 48$ t

$R_2 = 29.0$ t , $T_2 = 14$ t



∴ Total tension at L. = $T_1 + T_2$

$= 62$ ton

An H pile (tension pile) must be driven at the location of each double racker. The length of the H pile depends on the density and formation of the soil underneath the plan area. The section of such H (WF beam) may be choosen to be WF # 240.

Ex. II-3

Let $(\ell/i)_1 = 100$ $\therefore i_{req} = 6.22$ Cm

$f_{pb} = 700$ kg/cm² $\therefore A_{req} = \frac{54.5}{0.7} = 77.86$ Cm²

Try WF # 220 $i_{min} = 5.59$ Cm , $A = 91.1$ Cm²

$\therefore (\ell/i) = \frac{622}{5.59} = 111.3$ $\therefore f_{pb} = 565.4$ kg/cm²

$f_{act} = \frac{54500}{91.1} = 598.2$

$> f_{pb}$

not allowed

Try WF # 240 $i_{min} = 6.11$ Cm

$\therefore (\ell/i) = 102$ $\therefore f_{pb} = 675.5$ kg/cm²

$A = 111$ Cm² $\therefore f_{act} = \frac{54500}{111} = 491$ kg/cm²

O.K.

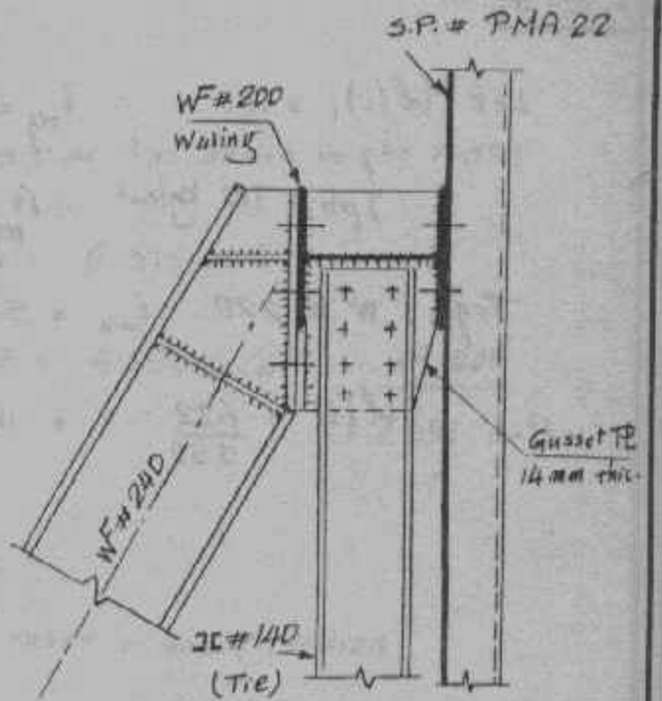
For Racker #2 Consider WF # 200

* Details;

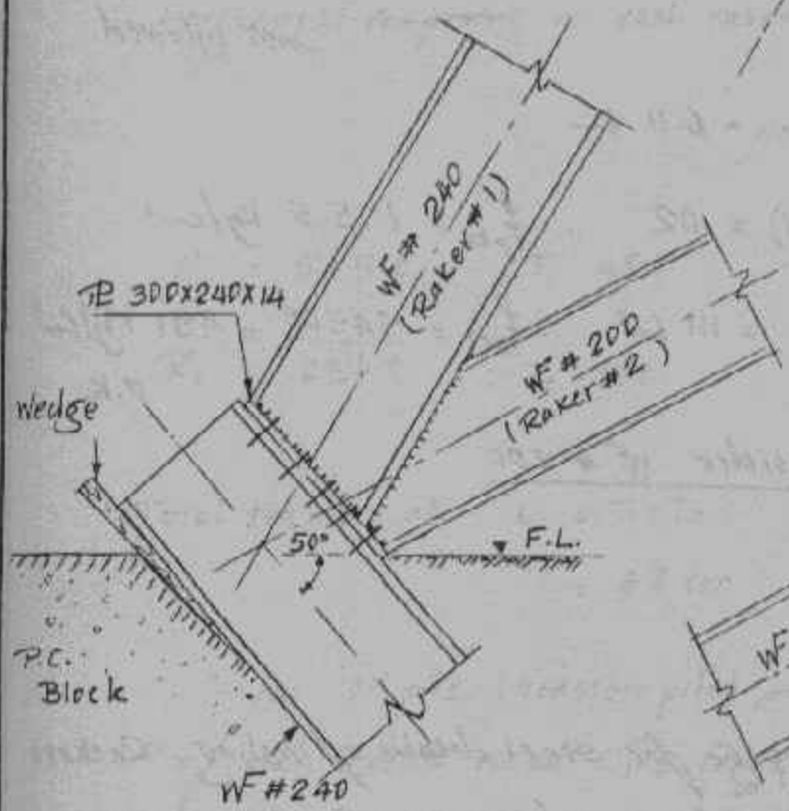
See next page for steel details of waling - Racker joints. Also details for tie and tension pile are given.

Ex. II-3

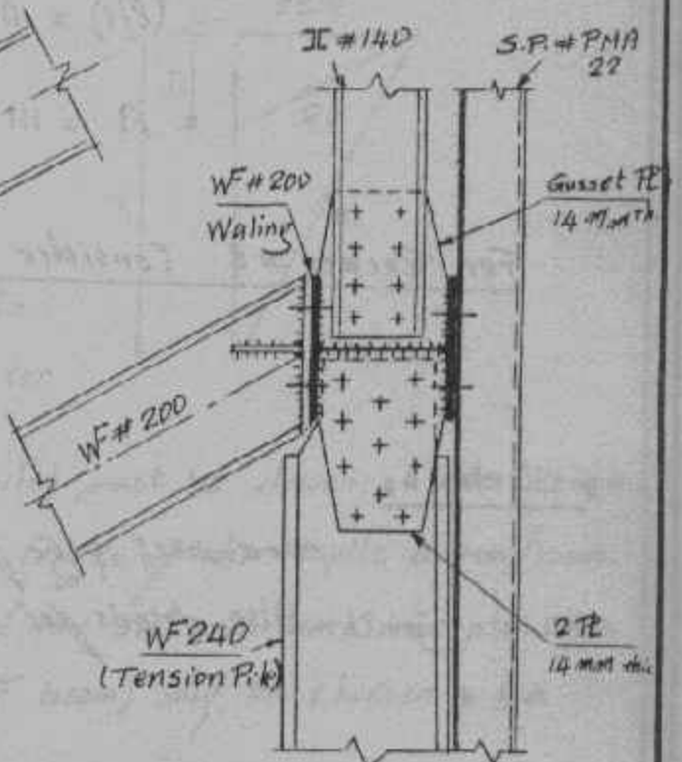
* STEEL DETAILS ;



UPPER JOINT



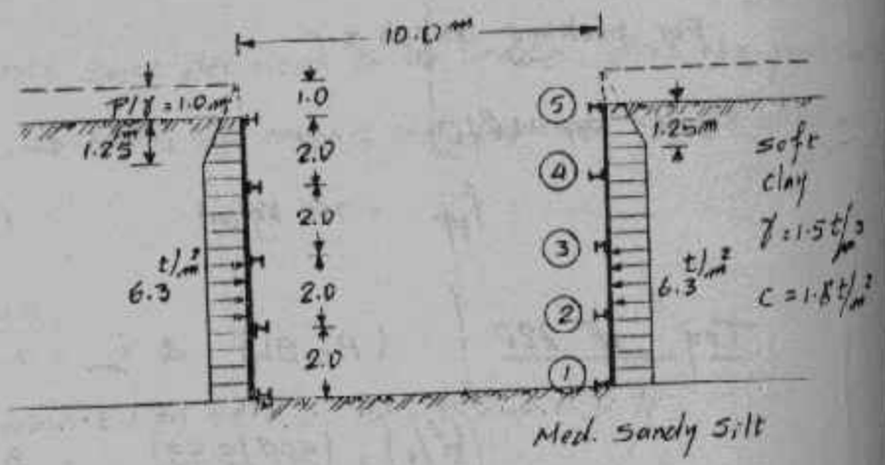
RAKERS END JOINT



LOWER JOINT

* All Bolts ϕ 22 (H.T. St 52)

Ex. II-4



$K_a = 1 - 4C/\gamma H'$

$= 1 - 7.2/13.5$

$= 0.4667$

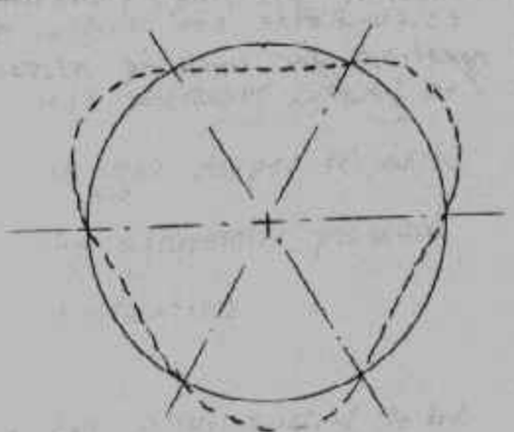
$\gamma H' K_a = 1.5 \times 9 \times 0.4667 = 6.3\ t/m^2$

Sheet Pilings;

At Waling # 2, $M_{max} = 6.3\ (2)^2/10 = 2.52\ m.t/m'$

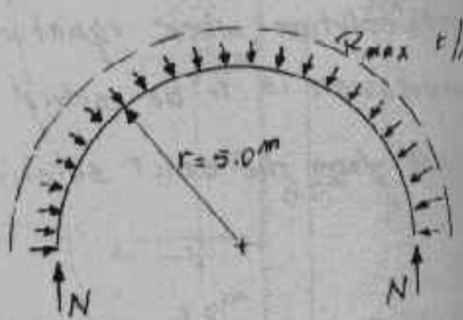
$Z_{req} = 252000/1400 = 180\ cm^3/m'$ S.P # FMA 22

Walcs;



Assumed Buckling Mode

$L_b \simeq r$



$R_{max} = (0.1)(6.3)(2.0)$

$= 13.86\ t/m'$ (waling #2)

$\therefore N = R_{max} \cdot r = 69.3$ ton

Ex. II-4

For buckling length $\simeq r$

and For $(\ell/i) = 100 \quad \therefore i \cong 5$ Cm

$\therefore f_{pb} = 700$ Kg/Cm^2 $\quad \therefore$ Area $\cong 100$ Cm

Try WF 220 $\quad (A = 91.1$ & $i_{min} = 5.59$ Cm$)$

$\therefore (\ell/i) = (500/5.59) = 89.445$

$(\ell/i)^2 = 8000.5$

$f_{pb} = 1300 - 0.06(8000.5) = 819.97$ Kg/Cm^2

$f_{act} = \frac{69300}{91.1} = 760.7 \text{ Kg/Cm}^2 < f_{pb}$ O.K.

N.B.

This simplifyed solution may be a rough calculation for more exact solution, where eqnation of buckling for rings under uniform compression is to be solved and eqnation for buckling stress is then drived from the exact solution.

Ex. II-5

This problem needs some decisions to be made; first the penetration depth below F.L., secondly the number and Locations of the wales and strut spacing.

- Penetration Depth;

For Med. Permeability soil, $D = 0.5 \rightarrow 0.6\ h$

where h = Seepage head

$= 9.0 + 3.0 = 12.0\ m$

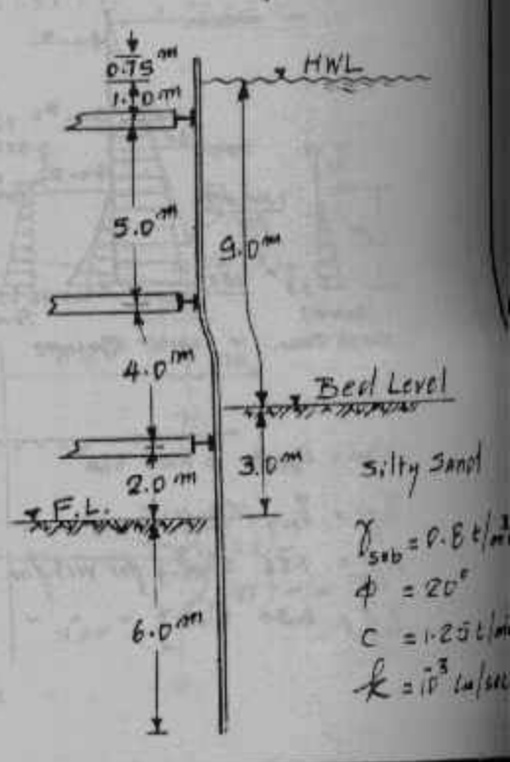
$\therefore D = 6.0\ m$

Total Length of the pilings $= 18.75\ m$ to allow for 0.75 m above flooding level.

- Number and Location of wales;

* Consider the shown wales with decreasing spacing as we get deeper to match the hydrostatic pressure distribution.

* Let Strut spacing to be 3.0 m c-c in the plan.



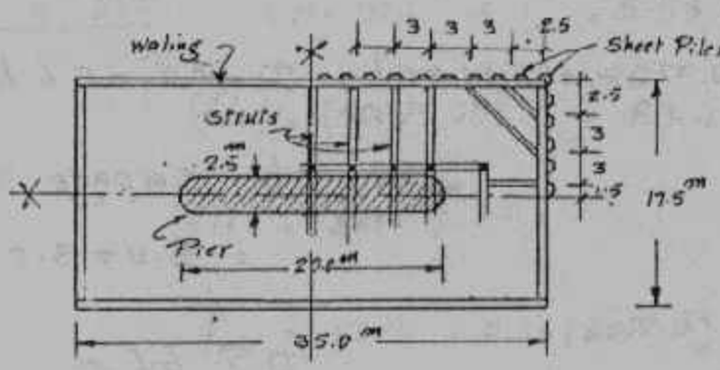
Ex. II-5

- Cofferdam Dimensions :- $L_c = L_f + (1 \rightarrow 1.5\,h)$

$= 20 + (12 \rightarrow 18)$ $\quad L_c = 35\ m$

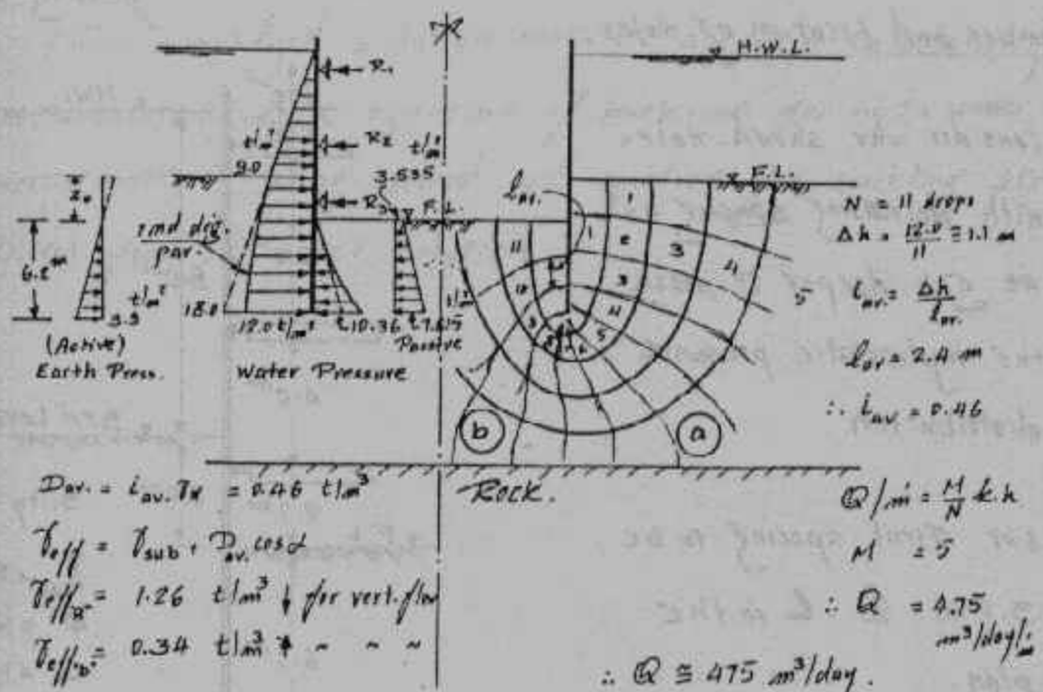
$B_c = B_f + (12 \rightarrow 18)$

$= 2.5 + (12 \rightarrow 18)$ $\quad B_c = 17.5\ m$



GENERAL PLAN OF COFFERDAM

- Loading Diagram and Flow Net :-



$D_{av.} = i_{av.} \gamma_w = 0.46\ t/m^3$

$\gamma_{eff} = \gamma_{sub} + D_{av.} \cos\alpha$

$\gamma_{eff_a} = 1.26\ t/m^3$ ↓ for vert. flow

$\gamma_{eff_b} = 0.34\ t/m^3$ ↑ " " "

Ex. II-5

$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = 0.5$ $\quad K_p = 1/K_a = 2.0$

Active Earth Pressure:

$Z_c = \frac{2C}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2\times1.25}{1.76\times0.707} = 2.8$ m

$\sigma_{a_{max}} = 6.2 \times 1.76 \times 0.5 = 3.9$ t/m²

(6.2 − 2.0) ↑ γ_{eff} ↑ K_a

$E_a = \sigma_{a_{max}} \times 6.2/2 = \underline{12.1}$ t/m' act 2.1 meter from sheet pile bottom

Passive Earth Pressure:

$\sigma_{p_{at}} = 2C\sqrt{K_p} = 2\times1.25\times1.414 = 3.535$ t/m²

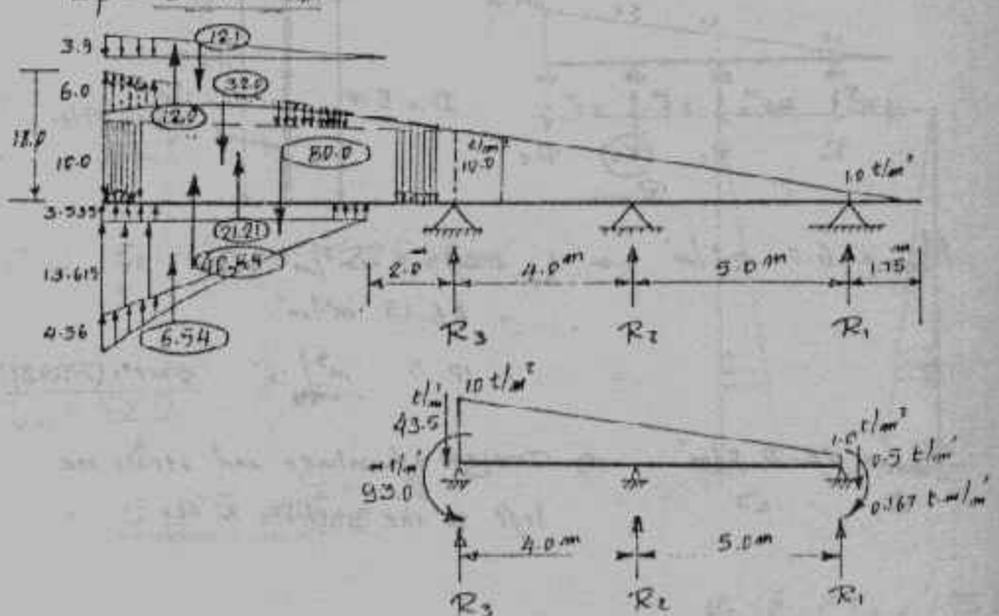
$\sigma_{p_{max}} = 6 \times 0.34 \times 2.0 + 3.535 = 7.615$ t/m²

∴ Depth ↑ γ_{eff} ↑ K_p ↑ $2C\sqrt{K_p}$

$E_p = E_{p_1} + E_{p_2}$

$E_{p_1} = 3.535 \times 6 = \underline{21.21}$ t/m' & $E_{p_2} = 4.08 \times 6/2 = \underline{12.24}$ t/m'

$E_p = \underline{33.45}$ t/m'

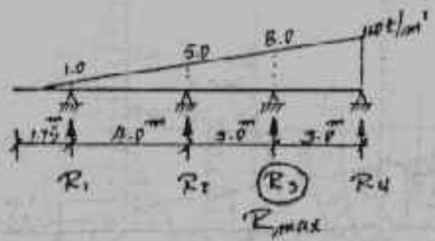


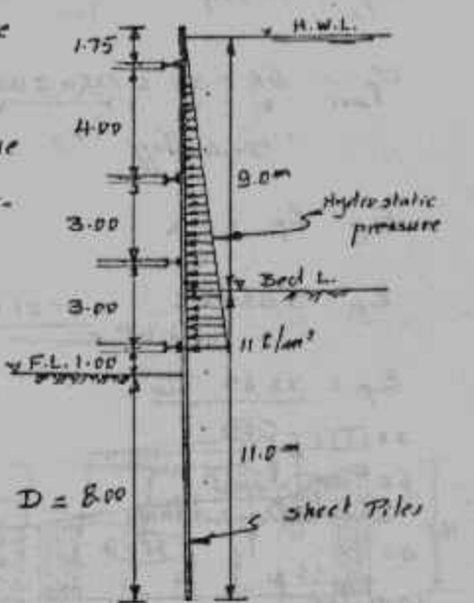
Ex.II-5

The Loading diagram shown above for one meter of the piling indicates that more walings are necessary and the penetration depth, D, must be increased to counteract the big active and water pressure. Continuing with the above two span beam with end moment of 93.0 m.t/m' plus an axially compressive force of 43.5 will severely over stress the waling system by applying very large reaction at R_3 and have a negative reaction at R_2, while R_1 is practically unloaded.

- The solution must be repeated for D = 8.0 m below F.L., with total piling length = 20.75 m and arranging the waling as shown below

- The analysis showed that the passive side gives reaction about equal to that comes from active side, and thus the walings are designed to resist the hydrostatic pressure only.





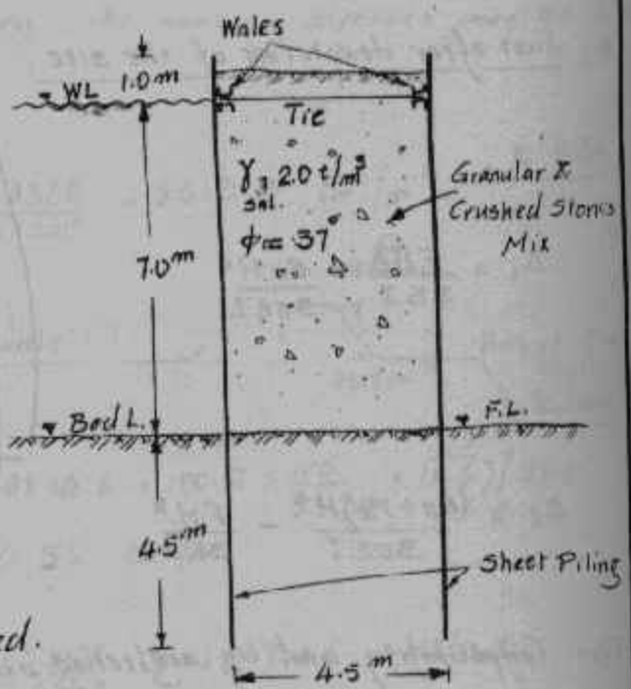
M_{max} = 6.0 m.t/m' → $Z_{req.}$ = 428.6 cm³/m'
= 26.15 in³/m'
= 10.5 in³/16" Sheets (PDA27)

R_{max} = 26.4 t/m' ⇒ Designs of walings and struts are left to the students to try.

Ex. II-6

$b = H/2 + 1.0 = \underline{4.5\ m}$

$D = 0.65H \cong \underline{4.5\ m}$



Double Raw S.P. Cofferdam

Design of S.P. & Tie Components;

a. During Construction:

Water on both sides, therefore no hydrostatic pressure to be considered. Also, the fill unit wt. must be the submarged one.

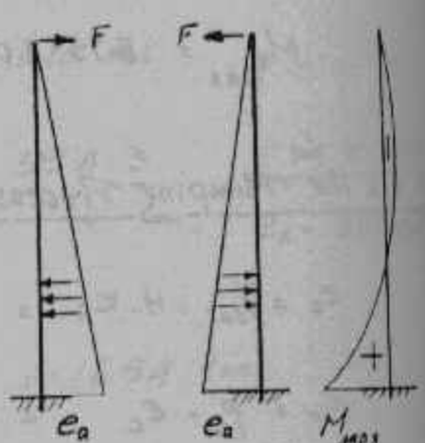
Let the Lower ends to be fixed and by neglecting the extension in the tie; also let the fill at tie level.

$$\frac{FH^3}{3EI} = \frac{e_a H^4}{30EI}$$

$$\therefore F = e_a \cdot H/10 = 1.225\ t/m'$$

$$M_{max} = \frac{e_a H^2}{6} - F.H$$

$$= \underline{5.725\ m.t/m'}$$



$e_a = \gamma_{sub} H.K_a = 1.75\ t/m^2$

Ex II - 6

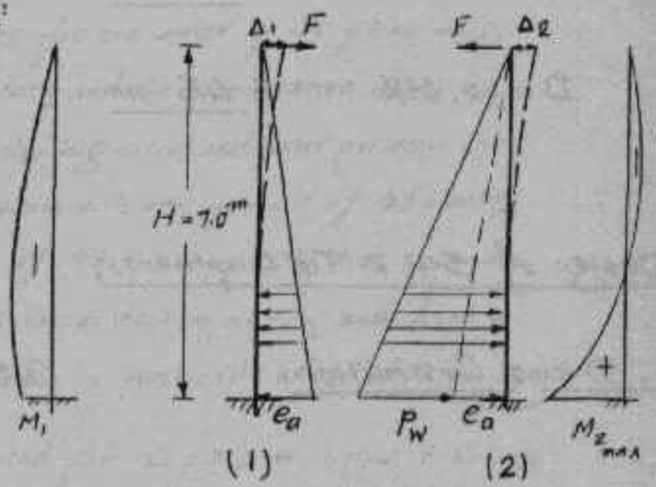
b- Just after dewatering of the site :

Wall 1 ,

$$\Delta_1 = \frac{FH^3}{3EI} - \frac{e_a H^4}{30EI}$$

Wall 2 ,

$$\Delta_2 = \frac{(e_a + P_w)H^4}{30EI} - \frac{FH^3}{3EI}$$



From Compatibility and by neglecting axial elongation in the tie,

$$\Delta_1 = \Delta_2 \qquad \therefore F = \frac{H}{20}(2e_a + P_w)$$

$$= \frac{7.0}{20}(3.5 + 7.0) = 3.675 \text{ t/m'}$$

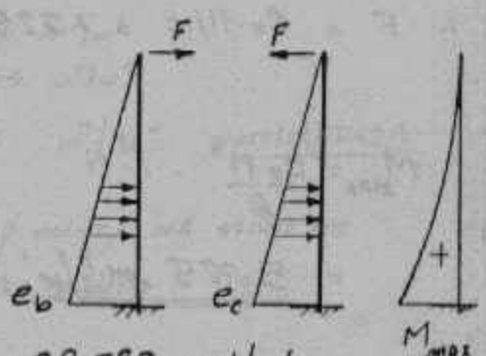
$$M_1 = 3.675(7.0) - 1.75(7.0)^2/6 = \underline{11.425 \text{ m.t/m'}}$$

$$M_{z\,max} = 8.75(7.0)^2/6 - 3.675(7.0) = \underline{45.733 \text{ m.t/m'}}$$

C- As the Pumping Process Continues on :

$$e_c = \gamma_{sat} \cdot H \cdot K_a = 3.5 \text{ t/m}^2$$

$$e_b = P_w - e_c = 3.5 \text{ t/m}^2$$



$$\therefore F = 0 \quad \& \quad M_{max} = 3.5(7)^2/6 = 28.583 \text{ m.t/m'}$$

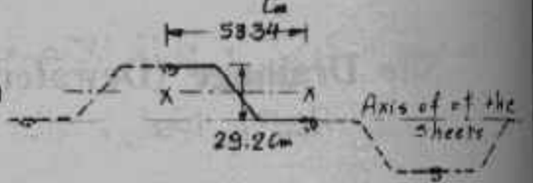
Ex. II-6

* Sheet Piling :

since case "b" is temporary , the working stresses may be increased by 25% – 30%

$$\therefore Z_{S.P.} = \frac{4573300}{1.25 \times 1400} = 2613.3 \ cm^3/m'$$

Try Section no. PZ 32 (Table-1)



$$Z = (2290 \times 14.6 + 100.2 \times \frac{100}{53.34} \times \overline{14.6}^{2}) / 29.2$$

$$= 2516.32 \ cm^3/m'$$

$$\therefore f_{act.} = \frac{4573300}{2516.32} = 1817.46 \ kg/cm^2$$

$$\therefore f_{act.}/1400 = 1.298 > 1400 \text{ by } 29.8\%$$

O.K.

* Waling :

Consider Spacing of 4.5 m

$$\therefore M = 3.675 \times \overline{4.5}^{2}/12 = 6.2 \ m.t$$

$$Z_{req} = \frac{6.2 \times 10^5}{1.25 \times 1400} = 354.3$$

2 H # 200

$Z_x = 382 \ cm^3$

* Tie :

$$T = F.S = 3.675 \times 45 = 16.54 \text{ ton}$$

$$A_{gross} = \frac{16540}{1.25 \times 1400} \times 1.15 = 10.9 \ cm^2 \quad (1\phi 38 \ m/m)$$

III ـ نزح المياه من الموقع Site Drainage (Dewatering)

يصاحب الحفر وتجهيز الموقع للأساسات عموماً (والسطحية منها خاصة) مشاكل متعلقة بالمياه الجوفية فيما إذا كان منسوب سطح المياه الجوفية GWT يقع بالقرب من سطح الأرض وأعلى من منسوب التأسيس . وكثيراً ما كان هذا العامل أحد الأسباب الرئيسية لتفضيل الأساس العميق على السطحي نظراً لتجاوز تلك المشاكل في غالب الأحوال عند استخدام الخوازيق للوصول إلى الطبقات الصلبة بدون الحاجة للتعامل مع المياه الجوفية .

ولكن بعض المنشآت ذات البدرومات العميقة ومحطات توليد الطاقة والسدود والانفاق والأحواض الجافة بالموانىء والترسانات ومحطات الطلمبات ومنشآت أخرى عديدة تحتاج لحفر عميق نسبياً للتربة والصخور للوصول إلى المنسوب التأسيسي عليه مما يترتب عليه النزول أسفل منسوب المياه الجوفية وبالتالي مواجهة المشاكل التي قد تصاحب هذا النزول .

على أن الحفر أسفل منسوب المياه الجوفية لا يكون بالضرورة مصحوباً بمشاكل صرف ونزح المياه من الموقع وذلك إذا كان الحفر في طبقات صلبة شبه صخرية أو طبقات متحجرة Firm Cemented Material Formation حيث

لا يسبب تسرب المياه إلى الموقع المحفور أي قلقلة أو ضعف لقاع الحفر أو خطورة على جوانب الحفر وتكون مهمة مهندس التنفيذ هو تجميع المياه المتصرفة داخل الموقع عن طريق بعض القنوات السطحية Shallow Trenches تؤدي إلى عدد محدود من البيارات Sumps لضخها خارج الموقع .

ولكن إذا كانت الطبقات الحاملة للمياه الجوفية والتي حُفر خلالها ضعيفة التكوين أو قابلة للإنضغاط وذات نفاذية تسبب تصرف يعيق العمل فإن بعض المشاكل الخطيرة غالباً ما تتولد ويكون من اللازم اللجوء إلى طرق نزح المياه المناسبة للحالة والتي كثيراً ما تكون طرقاً فنية ذات تكاليف عالية وخبرة للتنفيذ حتى يتسنى التحكم في كميات المياه المتصرفة للموقع وتجميعها والتخلص منها بدون التأثير على مقاومة واتزان التربة في الموقع وبدون اعاقةالعمل أثناء تنفيذ الأساسات وأيضاً بدون التأثير على سلامة الأساسات أثناء تنفيذها .

وللسيطرة على تسرب المياه الجوفية يتبع أحد طريقين :

١ ـ عدم السماح للمياه بدخول الموقع كُلياً .

٢ ـ تخفيض منسوب المياه الجوفية في حيز الموقع والتحكم في صرف المياه بدون التأثير على اتزان ومقاومة التربة بالموقع .

وسوف يكون التركيز الرئيسي هنا هو طرق تخفيض منسوب المياه الجوفية عن طريق صرف المياه Drainage Methods .

وتهدف نظم الصرف المختلفة لما يلي :

١ ـ تخفيض منسوب المياه الجوفية وذلك بقطع خطوط التسرب .

٢ ـ تحسين اتزان الميول ومنع فقدان مقاومةالميول بتأثير تسرب المياه

Prevent Sloughing وبالتالي زيادة كفائة الموقع بتقليل المساحة المشغولة بالميول .

٣ ـ زيادة اتزان قاع الحفر وحماية هذا القاع من تأثير قوى التسرب بمنع حدوث الانهيار الناجم عن تأثير ما يسمى بالرمال المتحركة Quick Sand أو انهيار القص للتربة الطينية .

٤ ـ تحسين خواص قاع الحفر وذلك بزيادة كثافة التربة وتقليل المحتوى المائي .

٥ ـ تقليل ضغط التربة الجانبي على نظم سند الأتربة المؤقتة .

ويعتمد حجم وتكاليف نزح المياه من موقع الأساسات على عدد من العوامل مثل حجم وعمق الحفر والمدى الزمني اللازم بقاء الموقع جافاً خلاله (طول فترة النزح) . ويعتمد أيضاً على نوعية الأساس وعلى المستوى الفني والتقني المراد العمل خلاله أثناء التنفيذ . على أن نوع التربة التحتية والمحيطة بالموقع قد تمثل العامل الأكثر حسماً عند اختيار طريقة تجفيف ونزح المياه من الموقع وبالتالي تؤثر على حجم وتكاليف المشروع . وبالطبع دراسة نوع وحالة وخواص التربة الحاملة للمياه الجوفية تكون ضرورية قبل البدء في أخذ قرار بشأن الطريقة المناسبة فنياً واقتصادياً . وتجدر الاشارة هنا أن تكاليف المشروع الكلي قد تكون محكومة بتكاليف تجهيز الموقع وذلك يكون محكوماً لأنواع معينة من المنشآت بتكاليف نزح وتجفيف الموقع (مثالاً على ذلك المنشآت المجاورة للبحار والأنهار الكبيرة مثل الأحواض الجافة والقناطر ومحطات رفع المياه) .

تحديد حالة الموقع :

قبل البدء في اختيار وتصميم نظام نزح وتجفيف الموقع لمشروع هام أو كبير فإن دراسة وتحديد حالة الموقع تكون ضرورية. وتكون الدراسة شاملة التفاصيل الجيولوجية والتكوينات الطبيعية وأيضاً الخواص الهندسية

والميكانيكية . وتجدر الاشارة هنا أن الخواص الطبيعية تكون ذات أهمية قصوى وعليه فإن التجارب الحقلية Field Tests تكون أكثر أهمية من التجارب المعملية ما لم تكن الأخيرة غير مقلقلة .

والخواص الميكانيكية المتعلقة بالكثافة Densities والانضغاطية Compressibilities ومقاومة القص Shear Strength تكون هامة لدراسة تأثير سحب المياه الجوفية وتخفيض منسوبها على المنشآت المجاورة وعلى ثبات الميول . على أن أهم الخواص المطلوب تحديدها بدقة تكون خواص النفاذية للطبقات الحاملة للمياه ويحدد معامل النفاذية بدقة تتناسب مع أهمية هذا المعامل الهام في مسائل التسرب وتأثيرها الضار على التربة عموماً .

طرق نزح المياه :

يعتمد المهندسون في نزح المياه من الموقع إلى حد كبير على استخدام آبار عميقة Deep Pumped Wells لقطع خطوط سريان المياه المتسربة إلى الموقع وبالتالي منع دخولها الموقع وتجنب المشاكل الملازمة لهذا السريان . ويعتبر هذا النظام في النزح جديداً وكان النزح في السابق يتكون من عمل قواطع Cutoffs من الحوائط اللوحية Sheet Piles لتقليل كميات المياه المتسربة ثم تجميع هذه المياه إلى بيارات كبيرة Large Sumps خارج الموقع حيث تسحب إلى مجرى مائي مجاور أو تريب من الموقع . وتستخدم أيضاً طريقة الآبار الأبرية Well Points في حالة النزح غير العميق حيث تكون تلك الطريقة بارتفاع عامود الماء التي تستطيع المضخات الماصة سحبه (لا يزيد في العادة عن ٦,٠٠ أمتار) وقد تستخدم طريقة الآبار الأبرية المتعددة Multi - Stage Well Points للأعماق الكبيرة .

وهناك طرق أخرى لسحب المياه من التربة بقصد تحسين خواصها ولزيادة ثبات قاع الحفر والميول مثل طرق الآبار الأبرية ذات التفريغ Well

points With Air Vacuum وطرق السحب الكربائي الأسموزي Electroosmosis الحديثة الاستخدام . كما أن منع مرور المياه إلى موقع الأساس يمكن الوصول إليه بطرق التجميد Freezing الحديثة أيضاً .

ونزح المياه المستخدم لتجهيز الموقع بطرقة المختلفة يمكن الاستفادة منه لمشروعات دائمة بقصد تحسين الأداء وزيادة معاملات الأمان لها . ومثال على ذلك أنابيب الصرف الرأسية والأفقية المستخدمة لتثبيت الميول أثناء وبعد الإنشاء .

اختيار الطريقة المناسبة تبعاً لنوع التربة :

الطريقة المناسبة لنزح المياه من الموقع لا تعتمد فقط على مساحة وعمق الحفر ولا على أهمية المشروع ولا على مقدار تخفيض سطح المياه الجوفية ولا على طول الفترة التي يجب أن يظل فيها الموقع خالي من تسرب المياه الجوفية ولكن يعتمد إلى حد بعيد على نوع التربة ومقدار نفاذيتها . وأكثر الخواص تأثيراً (بالطبع) هو معامل النفاذية للطبقات الحاملة للمياه الجوفية الحرة . وحيث أنه هناك ارتباط مباشر بين حجم الحبيبات ومنحنى تدرجها وبين معامل النفاذية للتربة فإن منحنيات التدرج الحبيبي يمكن أن تعطي مؤشراً لاختيار الطريقة المناسبة للنفاذيات المختلفة . على أن استخدام قيم معاملات النفاذية مباشرة شائعاً حيث تستخدم الطرق المختلفة للنزح بمعلومية معامل النفاذية كالتالي :

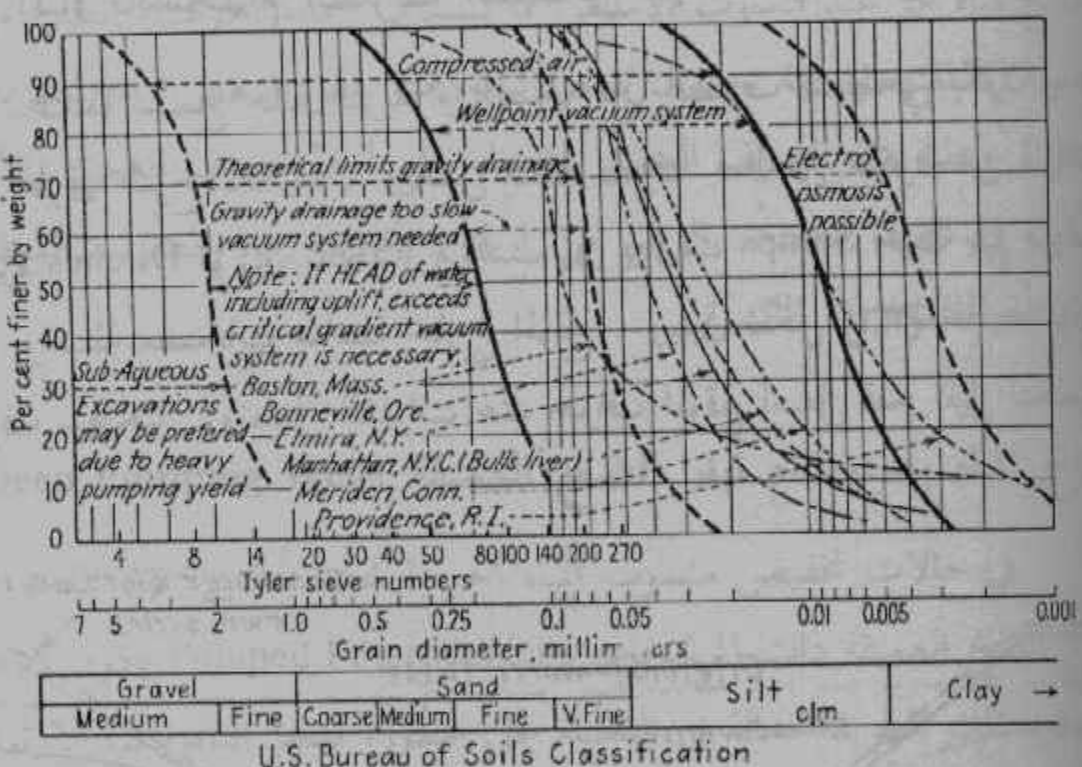
١ ـ النزح من القنوات والبيارات Pumping from Sumps يستخدم للتربة ذات النفاذية العالية والمتوسطة ($K = 1 \rightarrow 10^{-3}$ cm / sec.) .

٢ ـ النزح بالآبار الأبرية Well Points أو الآبار العميقة Deep Wells يستخدم للتربة ذات النفاذية المتوسطة ($K = 10^{-2} \rightarrow 10^{-4}$ cm / sec.) .

٣ - النزح بالآبار ذات التفريغ Well Points With Air Vacuum
يستخدم للتربة ذات النفاذية القليلة 10^{-6} → 10^{-4} = K)
. cm / sec.)

٤ - سحب المياه بالطرق الأسموزية والتصلب Electroosmosis and Consolidation
يكون فعالاً للتربة الطينية غير المنفذة عملياً
. ($K = 10^{-6} \rightarrow$ cm / sec.)

وبالنسبة للتدرج الحبيبي فإن المجالات الموضحة بشكل (٣٥) تعطي الطرق المناسبة للحجوم المختلفة للتربة .



Delineating limits of soil-dewatering methods. Successful well-point drainage installations in fine-grained soils. (*Moretrench Corp.*)

شكل (٣٥) طرق النزح المناسبة لحجم الحبيبات

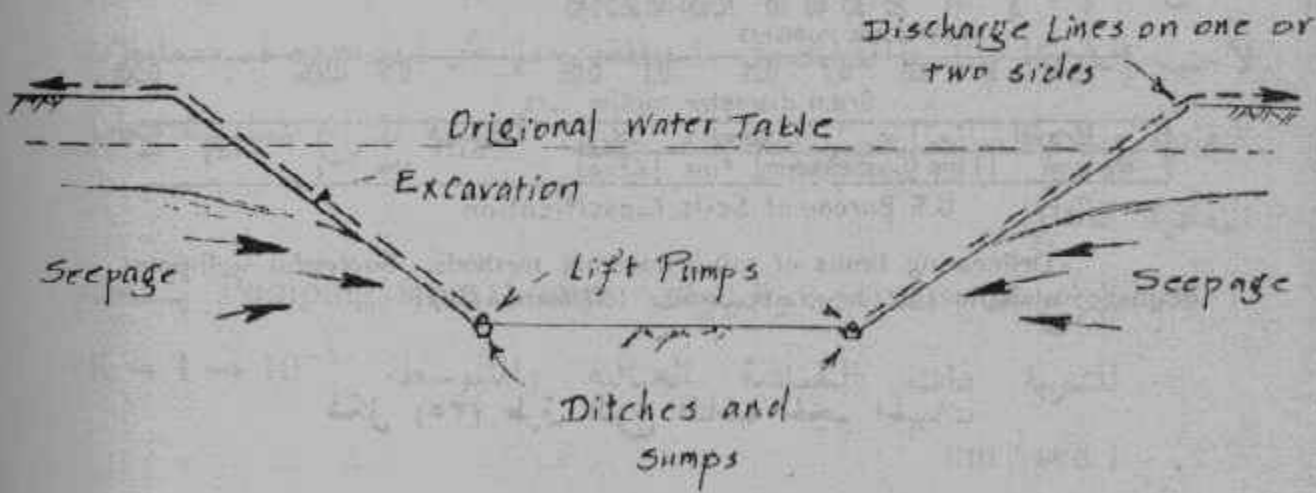
ونكرر الاشارة هنا إلى أن سحب المياه من التربة المتماسكة غير المنفذة أو ذات النفاذية القليلة يجري لتحسين خواص التربة الحاملة للمياه وذلك بتقليل المحتوى المائي لها وبالتالي تحسين مقاومتها للقص وزيادة مقاومتها

للتشكل . هذا وقد استخدم اللفظ « سحب » بدلاً من « نزح » نظراً لعدم وجود كميات من الماء تستدعي النزح أصلاً ولكن ما يتم عملياً هو عصر التربة لسحب كمية من المياه يخفض بها المحتوى المائي .

والطرق السابق ذكرها والمصنفة لحجوم الحبيبات هي للاسترشاد فقط حيث أن العوامل الأخرى تؤثر في اختيار الطريقة المناسبة للمشروع المدروس وعليه فلا يجب تعميم هذا التصنيف والتخصيص حيث يجب دراسة كل حالة على حدة وتحديد الطريقة التي توائم معظم عوامل الاختيار .

نزح المياه باستخدام الصرف السطحي Pumping from Sumps :

عندما تسمح حالة التربة أو الصخر فإن الصرف السطحي يكون أيسر وأقل طرق النزح تكاليفاً . ويعمل نظام صرف سطحي مكون من قنوات صغيرة Ditches تؤدي بانحدار مناسب إلى بيارات Sumps حيث يتم صرف المياه بواسطة مضخات مناسبة خارج الموقع . ويبين شكل (٣٦) تخطيطاً لموقع يصرف سطحياً . وتعمل القنوات عند حواف الموقع أسفل قدم الميل لتجميع



Open Sumping Method

شكل (٣٦) النزح بالصرف السطحي

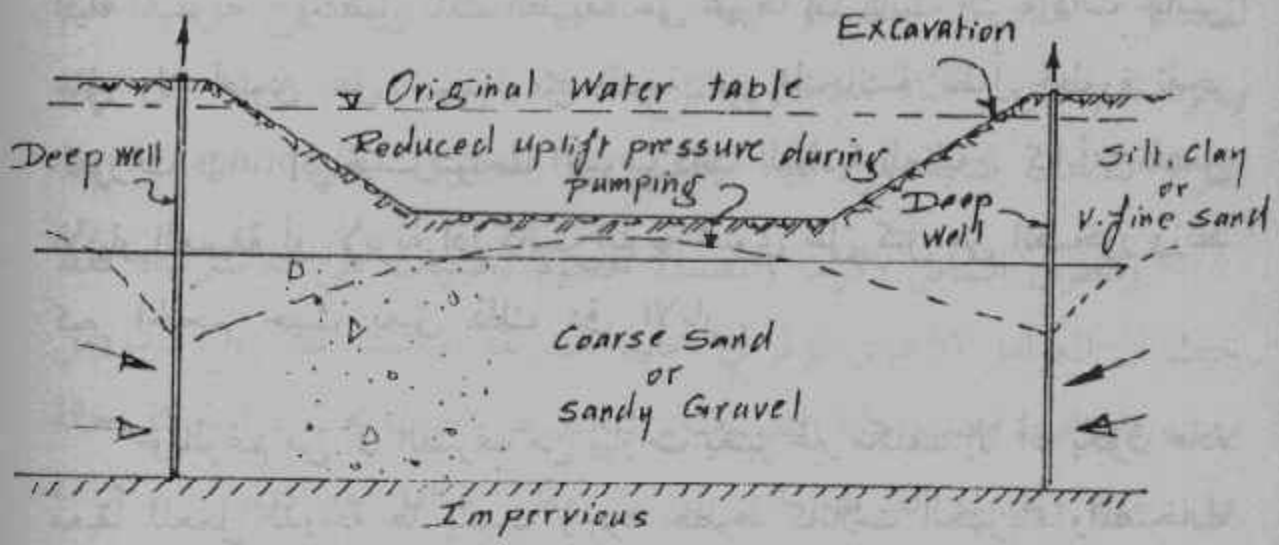
المياه المتسربة . وتفضل تلك الطريقة على غيرها إذا كانت التربة ذات تجانس عالي ولا تحتوي على جيوب من التربة غير المتجانسة نظراً لخطورة تفجر الفورات Springs حيث تتواجد الجيوب ذات النفاذية العالية . كما أنها تفضل الأبيار العميقة أو الأبرية إذا كانت التربة تحتوي على كتل من الصخور وزلط كبير الحجم حيث يعيق ذلك دق الآبار .

وبالرغم من أن الصرف من بيارات يعتبر غير مكلف إلا أنه يكون عادة مُعيقاً للعمل لدرجة ما بسبب وجود خطوط كابلات الكهرباء والمضخات وقنوات الصرف داخل موقع العمل وعلى الميول . ويزيد من المتاعب وجود سطح مياه حُر عند منسوب الأساس مما يستدعي حماية الخرسانة الطازجة عند صبها وكذلك مواجهة احتمال تفجر النافورات بفعل ضغط المياه المتسربة إلى أعلى . وعليه فإن الصرف العميق بواسطة نظم أبيار الصرف العميق والأبري يكون في العادة مفضلاً بالرغم من ارتفاع تكاليفه عن الصرف السطحي وخاصة للمشاريع الكبيرة .

نزح المياه باستخدام آبار الضخ العميقة Deep Pumping Wells :

في حالات تخفيض منسوب المياه الجوفية تخفيضاً كبيراً فإن اللجوء إلى آبار الضخ العميقة ذات المرشحات Pumped Filtered Wells يكون لازماً . وتكون تلك الطريقة فعالة في القضاء على خطورة تفجر النافورات الارتوازية عند تواجد طبقة حاملة ذات نفاذية عالية إلى متوسطة أسفل طبقة الأساس الأقل نفاذية . ويمثل شكل (٣٧) تلك الحالة .

وتتميز طريقة آبار الضخ العميقة بكونها ذات تطبيق وتنفيذ مرن . وتتمثل تلك المرونة في أن تخفيض منسوب المياه الجوفية إلى العمق المطلوب يمكن الحصول عليه بالعدد اللازم فقط لذلك من الآبار . فيتم دق عدد متباعد من الآبار حول الموقع ويتم سحب المياه ويرصد التخفيض في منسوب



Controlling Artesian Pressures

شكل (٣٧) آبار الضخ العميقة

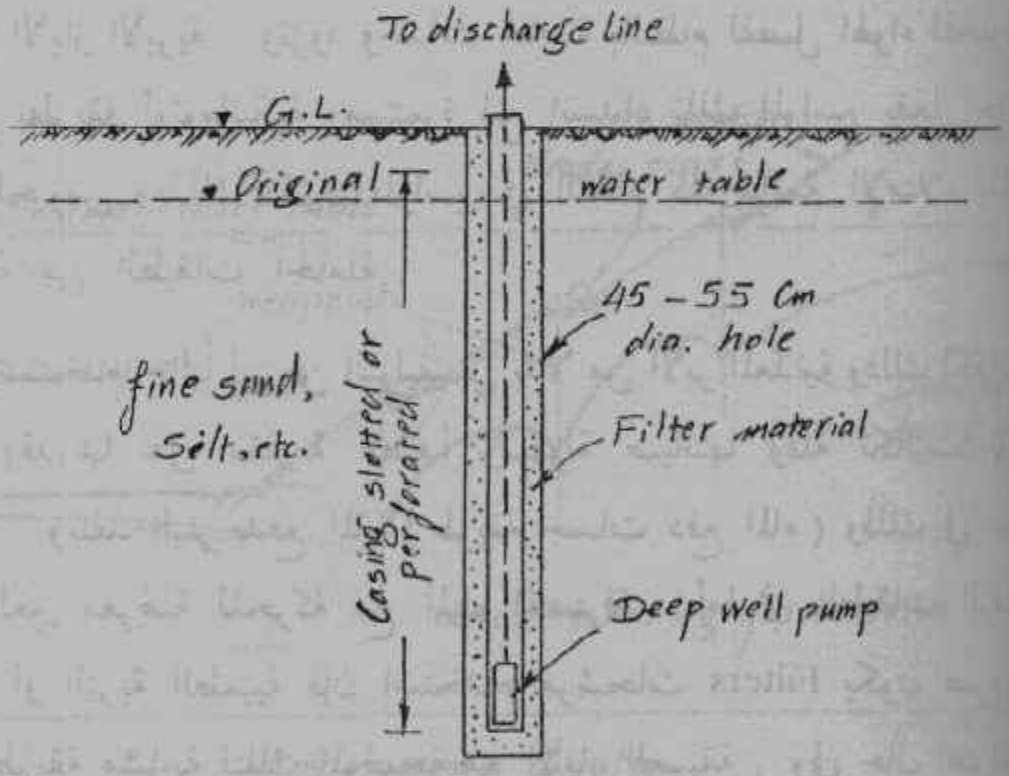
المياه الجوفية . ثم يزاد العدد بدق آبار اضافية بين الآبار الأولى ويرصد التخفيض . وهكذا حتى يتم الوصول إلى العمق المطلوب من التخفيض . وبذلك تكون الطريقة مطبقة ومنفذة لأقصى كفائة . وأحياناً يكون عدد قليل على تقسيط متباعد من الآبار كافياً ولكن في العادة يكون العدد المطلوب من الآبار كبيراً لتخفيض منسوب المياه الجوفية للعمق المطلوب .

ويتميز استخدام آبار الضخ العميقة على الآبار الأبرية المتعددة المراحل Multi - Well Points بأن الآبار العميقة تُدار من سطح الأرض بدون الحاجة إلى تشكيل مساطيح Berms أو ميول Slopes كما في حالة الآبار الأبرية المتعددة . وعليه فإن مساحة الحفر وحجم العمل في تجهيز الموقع تقل مما يضيف إلى اقتصاديات المشروع . كما أن وجود مضخة طاردة مغمورة Submerged Centrifugal Pump عند قاع البئر تقوم بطرد المياه يعطي القدرة على تخفيض منسوب المياه الجوفية لأعماق كبيرة تصل إلى ١٥,٠٠ متراً في مرحلة واحدة وتصل إلى ٣٠,٠٠ متراً للمراحل المتعددة لآبار الضخ العميقة . بينما تكون قدرة التخفيض للمرحلة الواحدة من الآبار الابرية

المتعددة لا تزيد عن ٥,٠٠ أمتار وذلك لكونها آبار تفريغ Vacum - Type Suction Pumps .

وتنفذ الآبار العميقة بحيث لا تسمح بهروب التربة مع المياه المسحوبة . ويلزم عمل مرشح Sand Filter حول ماسورة سحب المياه المحتوية على المضخة الطاردة المغمورة إذا ما كانت التربة الحاملة للمياه مكونة من تربة رملية ناعمة أو طمي أو تربة طبقية تحتوي على طبقات من رمل ناعم أو طمي . وتنفذ البئر بقطر كبير بدرجة كافية (٤٥ - ٥٥ سم) ليسمح بانشاء مرشح بسمك ١٥ سم أو أكثر حول ماسورة البئر المثقبة (تكون في العادة مثقبة بكامل طولها) . هذا وينشأ المرشح تبعاً لقواعد خاصة تعتمد على تدرج وحجم الحبيبات للتربة الحاملة للماء كما سنعرض فيما بعد .

ويعطي شكل (٣٨) بئر ضخ عميق محاط بمرشح . وينفذ البئر بطريقة



Deep well with casing and filter

شكل (٣٨) بئر عميق محاط بمرشح

جسات دفع الماء Wash Borings حيث تغوص الماسورة الخارجية Casing بدفع الماء . وينفذ المرشح بملء الحيز المحيط بالماسورة المثقبة بالرمل المصمم كمرشح أثناء سحب الماسورة الخارجية . وتصنع الماسورة المثقبة من المعدن أو من البلاستيك . وتتميز المواسير البلاستيكية بعدم تعرضها للصدأ وبسهولة تنظيفها وبعدم انسداد ثقوبها بسهولة .

نزح المياه بواسطة الآبار الأبرية Well Points :

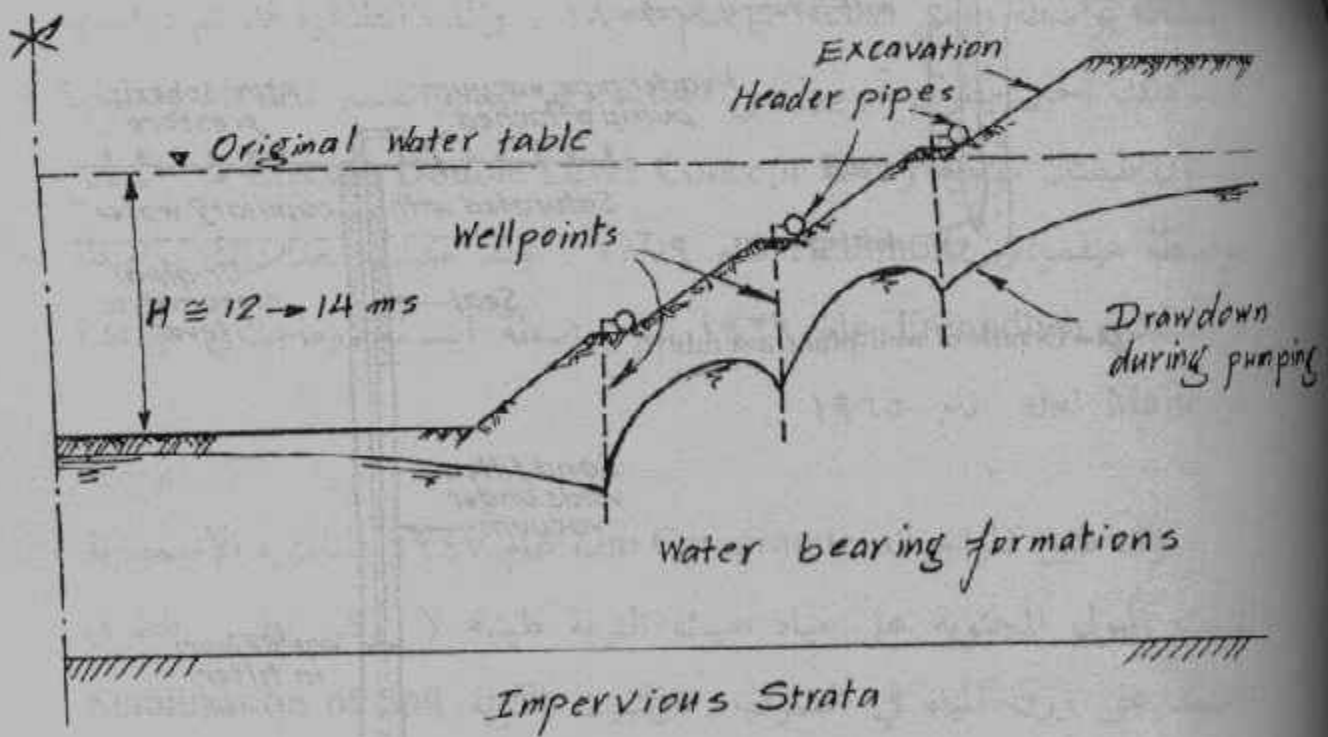
الآبار الأبرية هي آبار ذات أقطار صغيرة (٢ ـ ٣ بوصة) ذات قطاع أو أكثر مثقب ومثبت في مواسير رأسية Riser Pipes حيث تتصل تلك المواسير الرأسية بماسورة رئيسية أفقية Header Pipe وتكون الوصلات ذات طابع مرن يسمح بالحركة بدون حدوث تسرب للمياه . مضخات خاصة ترفع المياه من الآبار بواسطة المصّ وذلك بتوليد تفريغ في المواسير الرئيسية الأفقية ومواسير الآبار الأبرية . وتزود وحدات خاصة بالنظام لفصل الهواء المحبوس بالمواسير بطريقة أوتوماتيكية ومستمرة لمنع انسداد تلك المواسير بفعل حائط الهواء المحبوس وبذلك تكون المواسير في النظام كله دائمة الإمتلاء بالمياه المسحوبة من الطبقات الحاملة .

وتستخدم حالياً أبر من البوليفينيل بدلاً من الأبر المعدنية وذلك لكفائتها العالية وقدرتها على مقاومة الصدأ وسهولة صيانتها وقلة تكاليف تلك الصيانة . وينفذ البئر بدفع الماء (طريقة جسات دفع الماء) وذلك في حالة التربة الغير معرضة للحركة مع المياه المتصرفة . أما في الطبقات الرملية الناعمة أو التربة الطمية فإن استخدام مرشحات Filters يكون ضرورياً وتنفذ بطريقة مشابهة لتلك الموضحة مع الآبار العميقة . وفي حال اعتراض طبقات صلبة أو أحجار نزول الإبر بدفع الماء تستخدم مواسير صلب ثقيلة لتفتيت تلك الطبقات أو الأحجار ثم تغوص الإبر داخل المواسير الخارجية وتسحب بعد ذلك المواسير الصلب الخارجية .

والعمق الأقصى لتخفيض منسوب المياه الجوفية بطريقة الآبار الإبرية مرتبط بتكون التكهف Cavitation في السطح الداخلي للمواسير المكونة للنظام وخاصة الرئيسية Headers ويحدث ذلك عند ضغط قريب من الصفر المطلق ونتيجة لذلك وبالنظر إلى الفواقد العديدة في النظام فإن أقصى تخفيض عادة لا يزيد عن ٥,٠٠ أمتار عملياً (يؤخذ أحياناً ٤,٥٠ متر) وعليه فإن تخفيض سطح المياه الجوفية لعمق أكبر من ذلك يستدعي استخدام عدة مراحل Multi - Stage من الآبار الابرية . ويوضح شكل (٣٩) رسماً تخطيطياً لنظام آبار ابرية ذي ثلاث مراحل Three - Stage System وفيه يمكن الوصول إلى تخفيض يصل إلى ١٢ ← ١٤ متراً .

سحب المياه بواسطة التفريغ Vacuum Method :

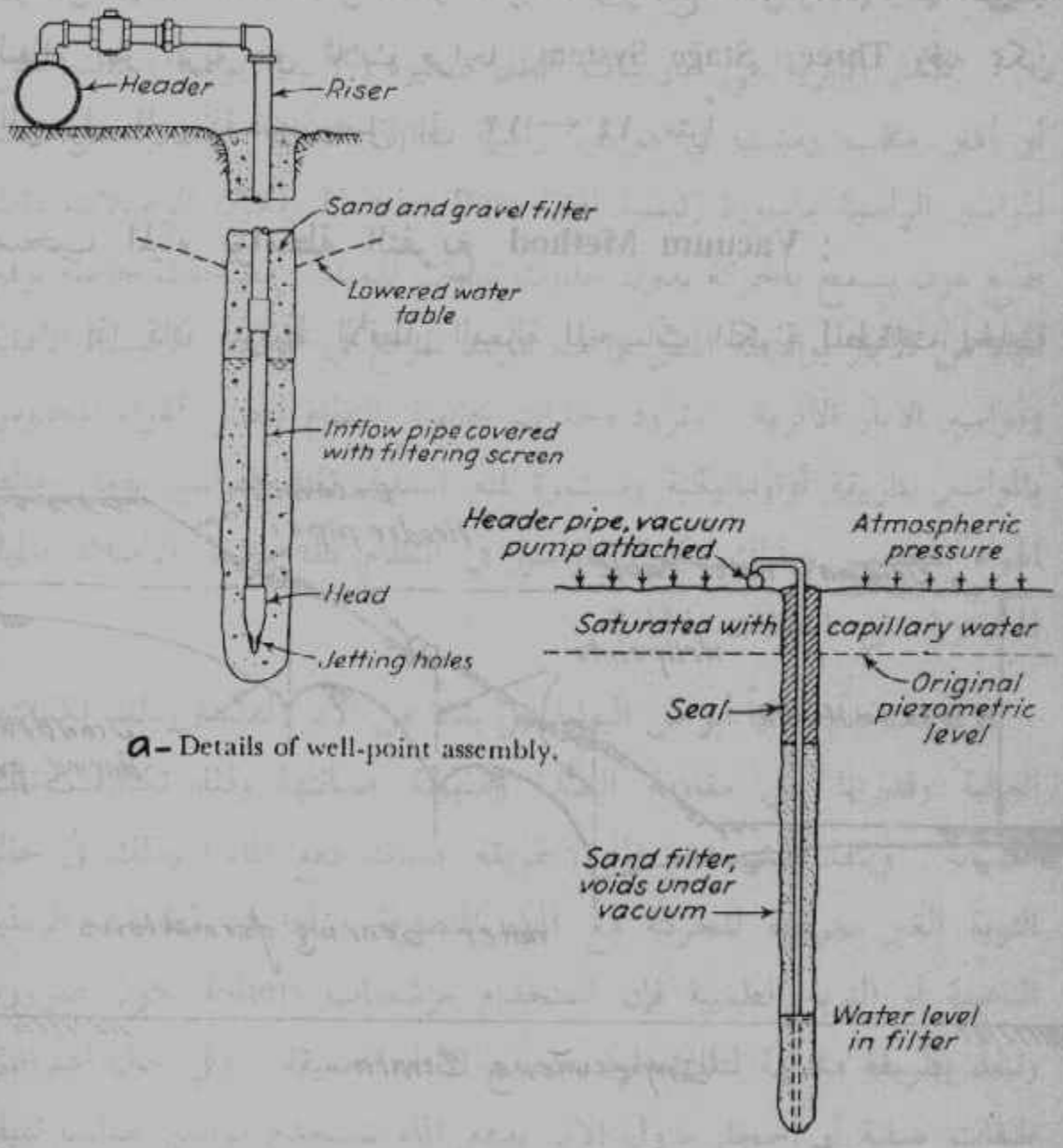
إذا كان متوسط الأقطار الفعالة للحبيبات المكونة للطبقات الحاملة



Three - stage wellpoint system for a deep excavation

شكل (٣٩) نظام السحب الابري المتعدد

$D_{10\%}$ أقل من ٠,٠٥ مم فإن سحب المياه بواسطة الوزن Gravity Drainage لا يكون فعالاً ويتطلب صرف المياه بطريقة فعالة وجود ضغط اضافي يساعد على حركة المياه المسحوبة نحو آبار السحب . وقد تم تثبيت التربة ذات الحبيبات الدقيقة جداً بواسطة التفريغ وذلك باستخدام سدادة علوية من الطين غير المنفذ Clay Plug . ويعطي شكل (٤٠) قطاعاً لبئر أبري عادي وآخر مفرغ .



a- Details of well-point assembly.

b- Vacuum well-point installation.

شكل (٤٠) قطاع رأسي لبئر أبري عادي وآخر مفرغ

وقد أعطى ترزاكي وبيك مثالاً لاستخدام طريقة التفريغ لتربة طمية عضوية ذات حجم حبيبات مؤثر حوالي ٠,٠١٠ إلى ٠,٠١٥ مم . وكان لضخ كميات قليلة من المياه لعدة أسابيع أثراً كبيراً في تحسين وتقوية التربة الضعيفة غير المستقرة وبالتالي ساهمت في سرعة الانشاء . ويتم السريان هنا عن طريق توليد ضغط منخفض (تفريغ) في الأمبوبة الرأسية بينما تكون المياه الجوفية معرضة للضغط الجوي العادي فيسبب هذا الفارق في الضغط في حركة المياه تجاه البئر . ويلزم استخدام مرشحات حول الأمبوبة الرأسية نظراً لدقة حبيبات التربة الحاملة للمياه كما يظهر في شكل (b - 40) .

الطرق الأسموزية والتصلب Electroosmosis and Consolidation :

حركة السوائل خلال وسط مسامي تحت تأثير فارق جهد كهربي قد تم اكتشافه بواسطة روس Reuss في عام ١٨٠٩ . وتلك الظاهرة قد تم دراستها منذ ذلك الحين بطرق تجريبية من العديد وتم تقديم تفسير للظاهرة وتعليلها بتكون طبقتان موجبة وسالبة Electric Double Layer Concept من السائل بواسطة هيلمولتز Helmholtz عام ١٨٧٩ . وقد عدلت بعد ذلك بواسطة فروندلتش Freundlich عام ١٩٢٦ ثم بواسطة ايسرنج وماجتناي Esrig, and Majtenyi عام ١٩٦٥ .

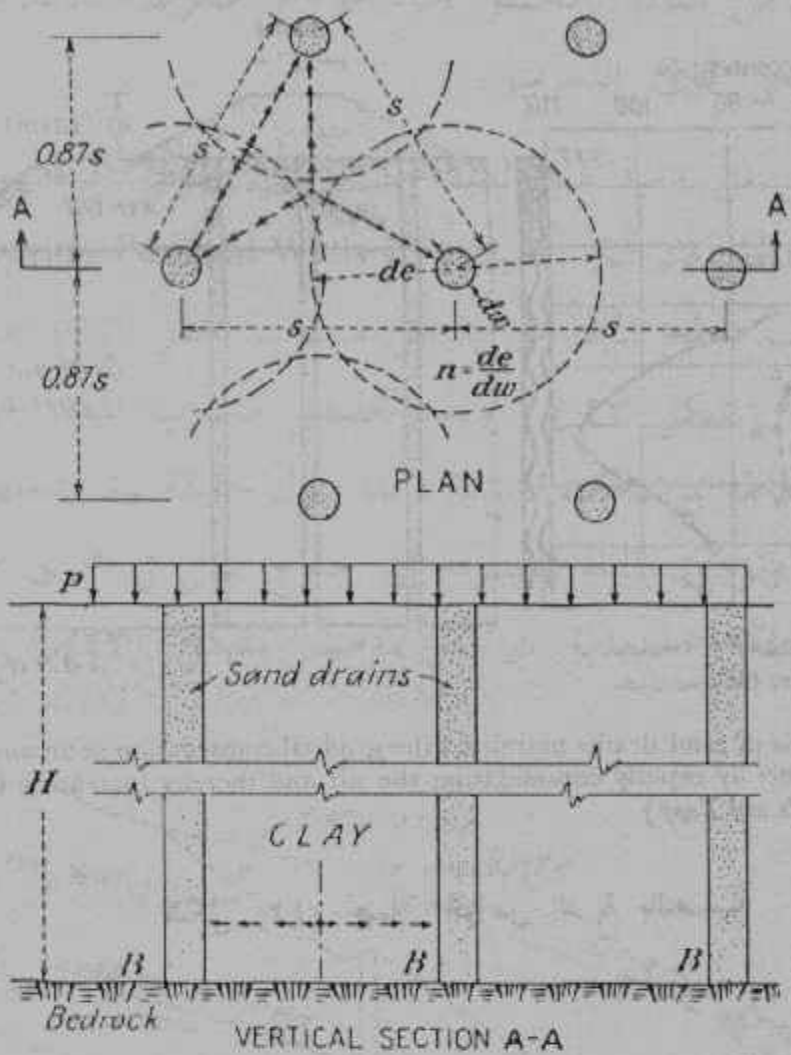
وقد طبق كازاجراند Leo Casagrande عام ١٩٤٧ المبادىء الأسموزية لتثبيت الميول المحتوية على مياه حيث التربة طينية لا يمكن تطبيق الطرق المعتمد على وزن المياه في الصرف . وتثبيت التربة Stabilization of Soil بواسطة السريان الأسموزي يتحقق بدق صف من الآبار الأبرية المعدنية تعمل كأطراف سالبة Negative Electrodes لجذب المياه والسماح لها بالطرد بواسطة المص باستخدام مضخات ماصة . ويستخدم بالتوازي مع هذا

الصف السالب صفاً موجباً من قضبان معدنية Anodes . وعند سريان تيار كهربي بين الأقطاب الموجبة والسالبة Anodes and Cathodes تتحرك المياه بعيداً عن الأقطاب لموجبة في اتجاه الأقطاب السالبة ومنها تسحب بالمص أو بالطرد بواسطة آبار عميقة مكونة للطرف السالب .

وتحقق تلك الطريقة أكبر نجاح في تثبيت وتحسين الخواص الميكانيكية للتربة الطمية حيث تستجيب بسرعة لأقل تغير في المحتوى المائي .

وتستخدم طرق التصلب Consolidation Methods لتحسين الخواص الميكانيكية للتربة الطينية اللدنة وذلك بتقليل محتواها المائي بواسطة صرف المياه باستخدام آبار رأسية رملية Sand Drains تقلل من الزمن اللازم للتصلب وخاصة للطبقات السميكة . وتتم العملية بعمل آبار رأسية بدون جوانب مسنودة وملئها بالرمال وتوصيلها عند منسوب سطح الأرض بطبقة من الرمل وتحميل المجموعة عند منسوب سطح الأرض لمدة زمنية معينة (تحسب هذه المدة من توزيع الآبار الرملية في المسقط الأفقي ومن درجة التصلب المطلوبة ومن خواص الطبقات المراد تحسين خواصها) يتم خلال تلك الفترة الزمنية وتحت تأثير الاجهاد الرأسي المنقول للتربة الطينية تحرك المياه أفقياً تجاه الآبار الرأسية ثم رأسياً خلال تلك الآبار حيث تجمع عند منسوب سطح الأرض من خلال الوسادة الرملية العلوية . ويعطي شكل (٤١) تخطيطاً لطريقة الآبار الرملية لتحقيق التصلب المطلوب وفيه التقسيط S أخذ أقل من سُمك الطبقة H لتسريع التصلب .

ويعطي شكل (٤٢) مثالاً عملياً لطريقة التصلب في تخفيض المحتوى المائي لطبقة طمية عضوية قلت قيمة المحتوى المائي بنسبة تتراوح بين ٢٠ ، ٣٠٪ من قيمتها الأصلية بانشاء ثلاث صفوف من الآبار الرملية تحت جسر حماية لمطار مجاور لنهر معرض للفيضان .

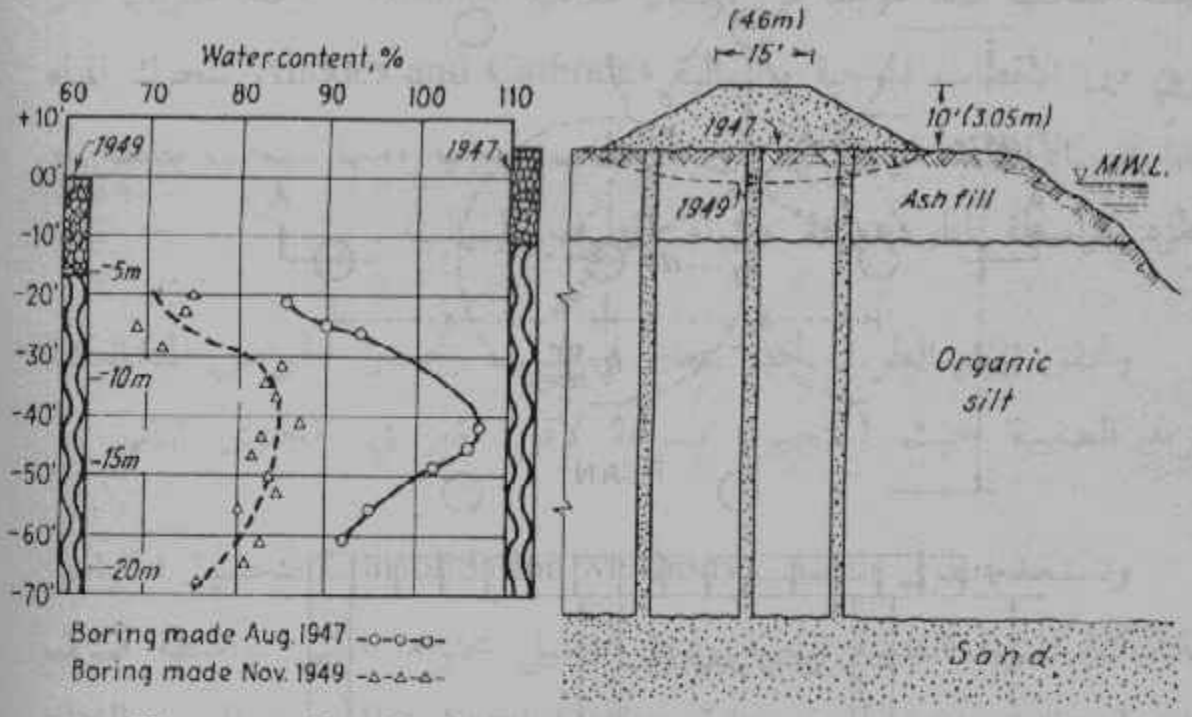


Vertical sand drains accelerate consolidation of a clay layer when their spacing s is smaller than the thickness H of the layer.

شكل (٤١) الآبار الرملية لتثبيت التربة الطينية اللدنة

منع مرور المياه بالتجميد Stabilization by Freezing :

يمكن منع مرور المياه تجاه موقع العمل داخل التربة بواسطة تجميد المياه المتواجدة بالفراغات وبذلك جعلها غير منفذة وأيضاً متماسكة ومتزنة . وتستخدم تلك الطريقة بكثرة لتغويص الدعامات وتشييد الانفاق Tunneling . كما أنها تستخدم للتثبيت المؤقت للتربة (خاصة الطمية) وحمايتها من الانهيارات .



Three rows of sand drains permitted the gradual construction of an antiflood dike at La Guardia Airport by rapidly consolidating the silt and thereby increasing its shearing strength. (*After Kyle and Kapp*)

شكل (٤٢) تحسين خواص التربة بالتصلب

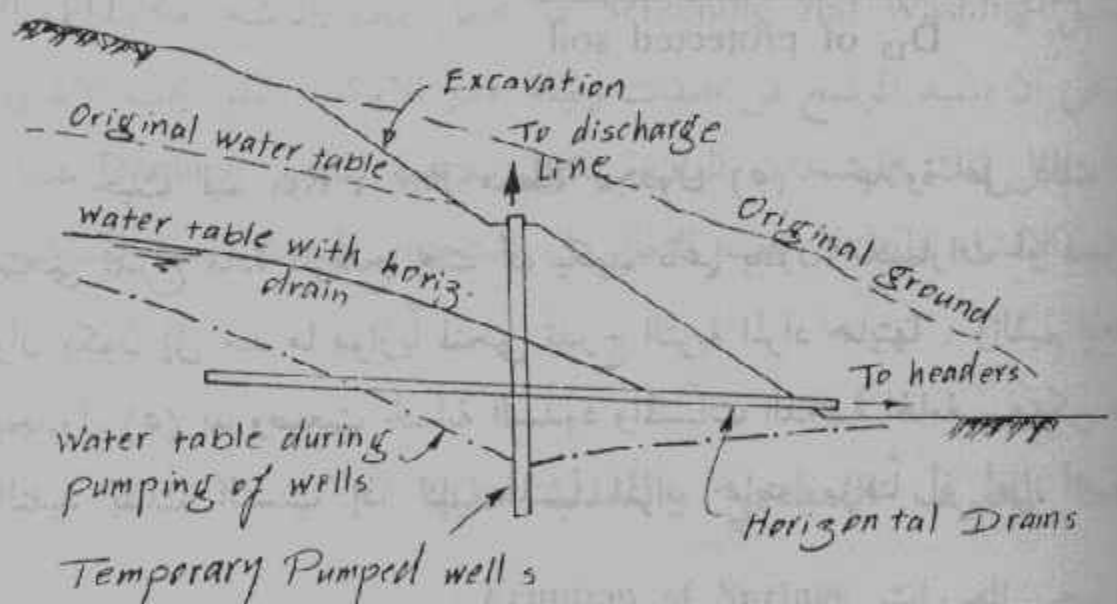
ويتم التجميد بدق مواسير ثنائية يتم مرور سائل التبريد بينهما في كتلة التربة المراد تجميدها . وكل ماسورة ثنائية تتكون من ماسورة خارجية Outer Casing تحتوي على السائل البارد الذي يضخ خلالها ويعود هذا السائل خلال الماسورة الداخلية Inner Pipe . ويحتاج التجميد لكي يتم عدة أسابيع أو شهور من عملية دوران السائل البارد خلال المواسير الثنائية وعليه فهي عملية باهظة التكاليف نظراً لطول المدة اللازمة للتجميد وتكاليف المبردات .

تثبيت الميول بالصرف الأفقي Horizontal Drains :

تستخدم المصارف المغطاة الأفقية منذ ١٩٣٩ لتثبيت ميول التربة لأعمال الطرق والسكك الحديدية وتأخذ المصطلح الفني Hydrauger . وتعمل تلك المصارف على حماية الميل من خروج مياه التسرب من وجه الميل

وبالتالي حمايته من التآكل المحتمل أثناء خروج خطوط السريان مباشرة من وجه الميل بفعل قوى التسرب .

وللتمكن من تنفيذ ميل لطبقة حاملة لمياه جوفية حُرة بدون حدوث انهيارات أثناء الحفر فإن آبار رأسية مؤقتة Temporary Pumped Wells تدق ويخفض منسوب سطح المياه الجوفية عن منسوب الحفر باتباع إحدى الطرق السابق شرحها (شكل ٤٣) . وبعد تخفيض منسوب المياه الجوفية توضع مواسير مثقبة محاطة بمرشحات مناسبة ذات ميول خفيفة تبدأ عملها بعد إزالة الآبار الرأسية وتؤدي بالمياه المتصرفة إلى خارج الميل في مجرى صغير مجاور للطريق أو السكة الحديدية كما هو موضح بشكل (٤٣) .



شكل (٤٣) استخدام الصرف الأفقي لتثبيت الميول

المرشحات Filters :

تعتبر التربة مرشحاً لتربة أخرى إذا حققت شرطاً هاماً وهو أن تسمح بمرور المياه المتصرفة من خلال فراغاتها التي يجب أن تكون دقيقة بدرجة كافية لعدم السماح لأي حبيبات محمولة بالمياه المتصرفة بالمرور مع تلك المياه

المتصرفة أي أنها ترشح المياه وبذلك تبقى التربة الأصلية وبذلك تحمي المنشأ الترابي أو طبقة الأساس من التدهور نتيجة فقدان حبيباتها . وللوصول إلى ذلك الشرط الهام فيجب أن يكون منحنى تدرج التربة المستخدمة كمرشح ذا علاقة بمنحنى التدرج للتربة المراد حمايتها . والمتطلبات قد تم دراستها بواسطة ترزاكي (١٩٢٢) ومؤسسات أمريكية USBR (١٩٤٧) وتتلخص في تحقيق النسب Ratios التالية :

$$R_{50} = \frac{D_{50} \text{ of filter}}{D_{50} \text{ of protected soil}} \quad \ldots\ldots\ldots (15 - a)$$

$$R_{15} = \frac{D_{15} \text{ of filter}}{D_{15} \text{ of protected soil}} \quad \ldots\ldots\ldots (15 - b)$$

حيث قيم R_{50} ، R_{15} معطاة بجدول (٥) . علاوة على ذلك فإن منحنى تدرج مادة المرشح يجب أن يكون ناعماً بدون انكسارات أو فجوات وأن يكون إلى حد ما موازياً لمنحنى تدرج التربة المراد حمايتها . والقيم المعطاة بجدول (٥) قد وضعت لحماية السدود والمنشآت الدائمة الهامة . ويمكن عدم التقيد بتلك النسب إذا كان المنشأ المراد حمايته مؤقتاً أو أقل أهمية .

جدول (٥) متطلبات حجم حبيبات المرشح

Particle-Size Requirements for Filters

Grading of Filter Material	R_{50}	R_{15}
Uniform (C_u up to 4)	5 to 10	No requirement
Nonuniform, subrounded particles	12 to 58	12 to 40
Nonuniform, angular particles	9 to 30	6 to 18

The particle-size curve representing the filter material should have a smooth shape without pronounced breaks, and should be roughly parallel to that of the soil being protected.

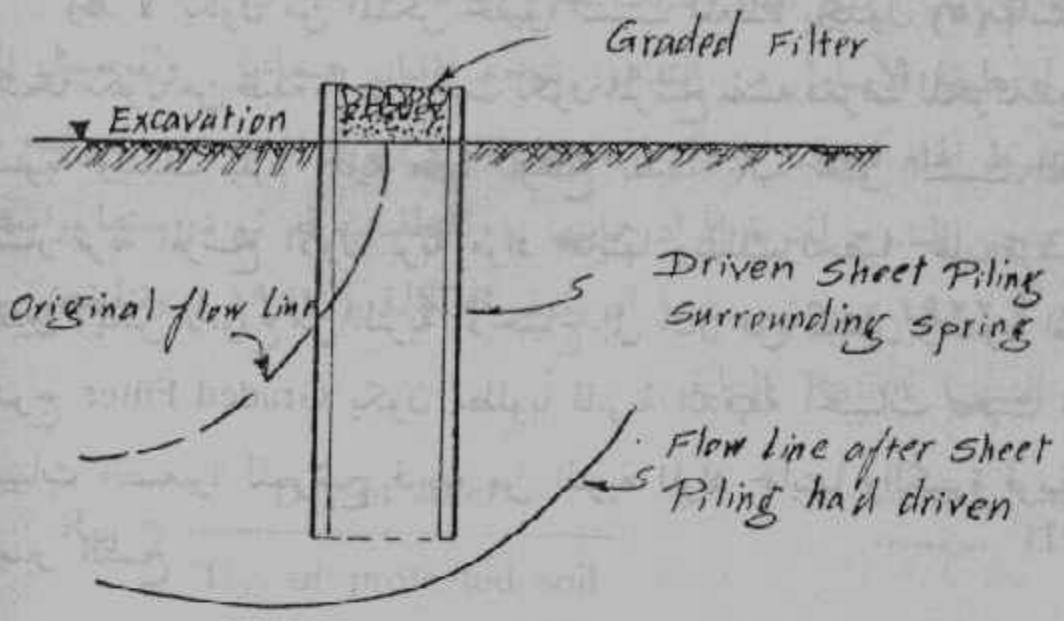
وقد لا يكون من الممكن تحقيق النسب المعطاة بجدول (٥) باستخدام مرشحاً مكون من طبقة واحدة حيث يكون المرشح نفسه مُعرضاً للحركة مع المياه المتسربة وبذلك يلزم حماية مادة المرشح بطبقة ثانية تحقق النسب المطلوبة باعتبار تربة المرشح الأول تربة مراد حمايتها وبذلك نحصل على مرشح ذا طبقتين ويمكن لأنواع من التربة الاحتياج إلى أكثر من طبقتين وعموماً المرشح المتدرج Graded Filter يكون مطلوباً للتربة الدقيقة الحبيبات بحيث تكون الحبيبات الصغيرة للمرشح قريبة من التربة المراد حمايتها والكبيرة قريبة من مواسير الضخ .

ويجب الاشارة هنا أن الحصول على تربة المرشح تحتاج إلى فصل بالنخل والغسيل Screening and Washing مما يجعل مادة المرشح مُكلفة وهذا يستدعي أن يشيد المرشح من طبقات رقيقة بقدر الامكان ولكن يجب الاشارة إلى أن مثل تلك المرشحات الدقيقة تكون معرضة للتدمير Damage بفعل ظروف الانشاء ولذا لا يجب التغالي في استخدام طبقات رقيقة للمرشح المتدرج .

متاعب الصرف السطحي والتغلب عليها :

١ - تفجر الفورات Eruption of Springs :

ويحدث ذلك عادة في التربة غير المتجانسة Nonhomogenious Soil حيث تتواجد جيوب من التربة السائبة Varves of Loose Soil وحيث أن الصرف السطحي باستخدام البيارات Sumps يسمح بتواجد ضغطاً هيدروليكياً على قاع الحفر فإن تفجر فوارات يمكن أن يحدث . ويمكن كبح الفوارات بدق ستائر لوحية حول الفوارة لتقليل الميل الهيدروليكي (وبالتالي سرعة السريان) عند المخرج كما في شكل (٤٤) . ويوضع أعلى الفوارة مرشح وكسر حجارة .

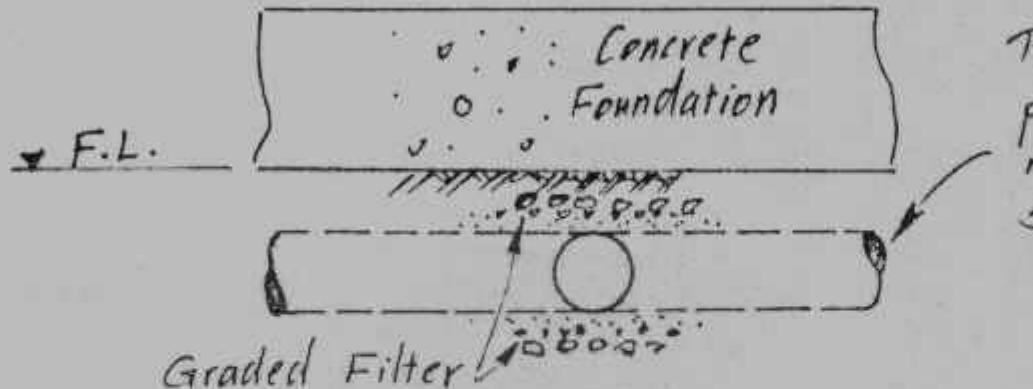


شكل (٤٤) معالجة الفوارات

٢ ـ حماية الخرسانة الطازجة :

في حالة تواجد كميات كبيرة من المياه السطحية الناجمة عن التسرب وبما أن تلك المياه تكون متحركة Running Water فإن الخرسانات الطازجة المصبوبة لتشييد الأساسات تكون عُرضة للغسيل Washing وبالتالي لانفصال مكوناتها وفقدان الاسمنت وسريانه مع المياه المتحركة عند الأجزاء السفلية الملامسة للتربة . وإحدى الوسائل لحماية الخرسانات من ذلك التأثير الضار للمياه السطحية المتحركة هو عمل نظام صرف مغطى أسفل منسوب التأسيس لتجميع المياه المتسربة وسحبها إلى البيارات بدون السماح لها بلمس أسطح الخرسانة الطازجة . ويوضح شكل (٤٥) نظام الصرف المغطى اللازم لحماية الخرسانة الطازجة .

وبعد أن تشك الخرسانة وتتصلب فإن مواسير الصرف المغطى تحقن بمونة اسمنت تحت ضغط وتسد نهايات المواسير . وبذلك تكوّن تلك المواسير شبه طبقة متماسكة أسفل الأساس .



Concreting in presence of seeping water

شكل (٤٥) حماية الخرسانة الطازجة

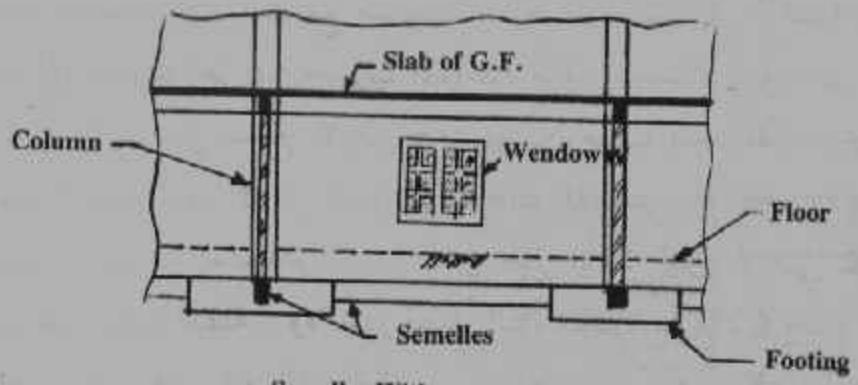
السملات Semelles

السملات هي كمرات تمتد أسفل حوائط الدور الأرضي وتصل بين القواعد المنفصلة إن نفذت مع منسوب القواعد أو تصل بين الأعمدة إذا نفذت على منسوب أعلى من منسوب القواعد. وتنفذ السملات على عمق لا يقل عن ٢٠سم من سطح الأرض (منسوب الرصيف للحوائط الخارجية ومنسوب أرضية الدور الأرض للحوائط الداخلية كما يظهر من شكل (٢٧). والغرض المباشر من إستخدام السملات هو حمل حوائط الدور الأرضي نظراً لعدم وجود سقف أسفلة. ولا يجوز مطلقاً البناء مباشرة على التربة حيث أن الحوائط سوف تعاني في تلك الحالة من الهبوط والتصدع والإنفصال عن الأعمدة والكمرات التي تعلوها.

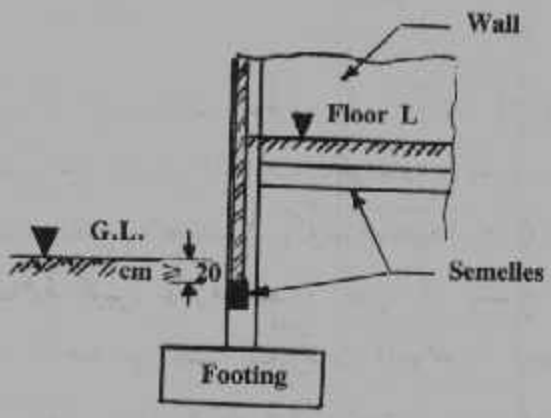
ويظن البعض أن السملات تقوم بربط القواعد إعتقاداً منهم أن السملات بذلك تقلل من الهبوط المتفاوت للقواعد أو تقوم بتقليل دوران القواعد. وهذا الظن وذلك الاعتقاد لا يكون صحيحاً إلا إذا كانت تلك السملات ذات صلابة كبيرة وعزم قصور عالي مما يسمح لها بتحمل الاجهادات الإضافية الناجمة عن تلك التحركات للقواعد. وعليه فلا لزوم للسملات حيث لا يكون هناك حائط فوقها تحمله. وإذا ما أريد تشييد سمل لربط قاعدتين فيجب حساب فارق الهبوط أو الدوران وتصميم السمل لتحمل ذلك التحرك بطريقة تشبه تصميم القواعد المشتركة الكابولية Cantilever Footing.

وتصمم السملات ككمرات عادية (مستطيلة القطاع لعدم وجود بلاطات معها) تحت أحمال الحوائط والأتربة إن وجدت. وتحسب أحمال الحوائط كاملة إذا ما إحتوت على فتحات مثل الأبواب والشبابيك كالحائط الموضح بشكل (٢٧ ـ أ) والذي يحتوي على شباك ويعتبر وزن الشباك كوزن الجزء من الحائط الذي يشغله. وكثافة الحمل على السمل تكون منتظمة في

تلك الحالة وتساوي ارتفاع الحائط مضروباً في وزن المتر المربع من الحائط (شاملاً البياض) بالإضافة الى وزن السمل نفسه .



a- Semelles With

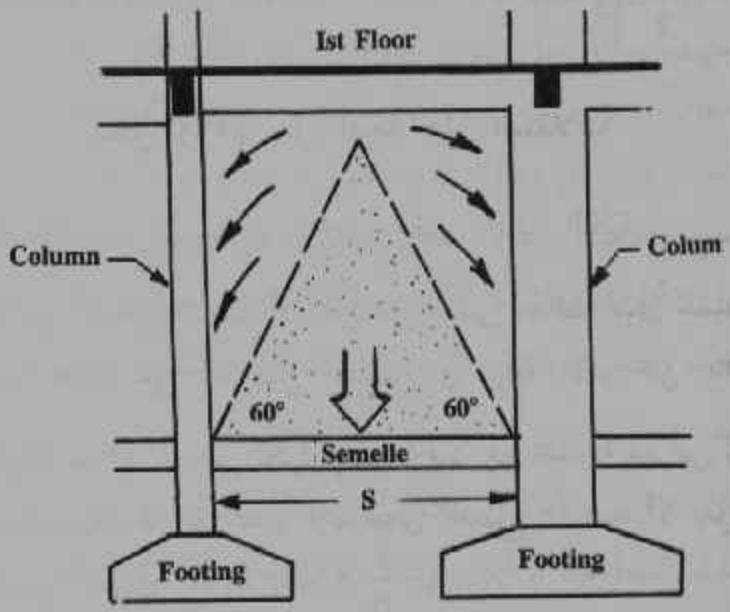


b- Semelles above Footing

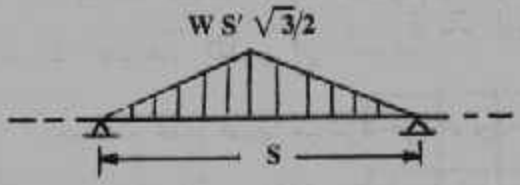
شكل (٢٧) السملات

وتختلف الحالة إذا ما كان الحائط مصمتاً حيث لا يوجد فيه أية شبابيك أو أبواب . وتحسب الأحمال هنا بإعتبار تكون عِقد Arch داخل الحائط ينقل جزء من وزن الحائط إلى الأعمدة مباشرة بالإحتكاك وعليه فجزء من وزن الحائط يقاوم بالسملات في تلك الحالة . ويحسب هذا الجزء بالمثلث أو شبه المنحرف المكون بإقامة خطين يميلان ٦٠° مع الأفقي من النقطة السفلى للأعمدة عند التقائه بالسمل كما هو مبين بشكل (٢٨) . ويجب إضافة وزن

السمل كحمل منتظم ويمكن معاملة الحمل المثلث (شبه المنحرف) بحمل مكافىء للغرم وآخر للقص وإضافة وزن السمل للأحمال المكافئة عند التصميم كما هو متبع لتصميم الكمرات للأسقف .



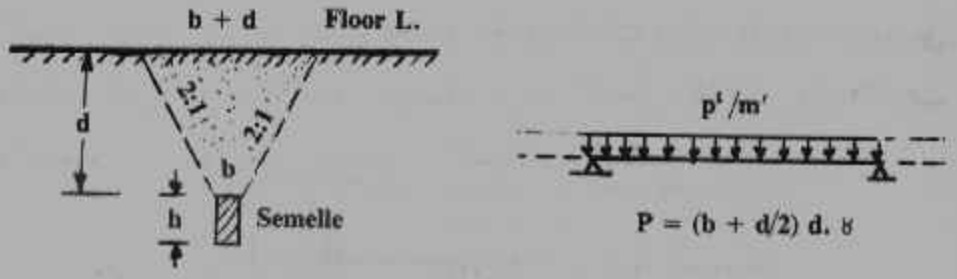
Arching Effect



Wall Load on Semell
(W = Wall Weight / m^2)

شكل (٢٨) حمل الحائط المصمت على السملات

ويحسب وزن الردم (الأتربة) المنقول إلى السملات من المنشور المكون بين السطح العلوي للسمل وسطح الأرضية كما هو مبين بشكل (٢٩) ويضاف كحمل منتظم إلى الأحمال المنقولة للسمل .



شكل (٢٩) حمل الردم على السملات

وعند تصميم السملات تراعي القيم الدنيا التالية :

١ ـ عرض السمل b يجب ألا يقل عن عرض الحائط الذي تحمله مضافاً إليه ٥سم على ألا يقل العرض في نهاية الأمر عن ٢٠سم .

٢ ـ لزيادة صلابة السمل نظراً لوجود أحمالاً غير محسوبة معرض له (مثل دوران وهبوط القواعد) فإن عمق القطاع h يجب ألا يقل عن ـ البحر الصافي Clear Span $\frac{1}{6}$.

٣ ـ حديد الضغط A'_s يؤخذ نصف حديد التسليح A_s وذلك للتغلب على دوران وهبوط القواعد المشار إليه سابقاً .

ويراعي في تنفيذ السملات عدم صبها مباشرة على الأتربة لمنع تقوسها تحت تأثير وزنها قبل تصلب الخرسانة . ويمكن عمل فرشة من الخرسانة العادية بسُمك حوالي ١٠سم وعرض يزيد على عرض السحل بحوالي ٥سم لمنع هذا التقوس ولتسهيل رص حديد التسليح وصب الخرسانة في الشدة . ونظراً لكون السمل ملاصق للتربة بما تحوي من مياه جوفية وأملاح فإن خرسانة السمل يجب أن تكون من نفس نوع خرسانة القواعد وكذلك تسري عليها قيم الاجهادات المخفضة للخرسانة عند إختيار أبعاد السمل .

IV ـ الأساسات اللبشة Raft Foundations

الأساس اللبشة هو سقف خرساني مقلوب يرتكز عليه عدد من الأعمدة

٣ - ترميم الأساسات Underpinning

عملية ترميم الأساسات المقصود بها زيادة كفائة وقدرة تحمل الأساس . ويكون ذلك إما بزيادة عمق الأساس أو زيادة قطاعات الأساسات القديمة . ذلك في حالة الأساسات السطحية Shallow Foundation . ويمكن زيادة كفائة الأساسات العميقة القديمة باضافة خوازيق جديدة (عادة سابقة التجهيز) أطول وأقوى إلى الأساس القديم .

والأسباب في القيام بترميم الأساسات متعددة منها تآكل الأساسات القديمة بفعل المياه الجوفية والكيماويات مثل تآكل الخوازيق الخشبية أو صدأ الخوازيق الحديدية . وكمثال تآكل وتفتت الأساسات السطحية لمصانع الكيماويات إذا لم يتوافر نظام محكم لعزل تلك الأساسات ونظام محكم لصرف مخلفات المصنع . ولبيان مدى خطورة المواد الكيماوية المنصرفة بدون تحكم ما اكتشفه المهندسون عندما قاموا بالحفر لتشييد أساسات جديدة بجوار المباني القديمة لمصنع كيماويات بولاية ميسوري الأمريكية . فقد وجدوا أساسات مهترئة أقرب ما تكون إلى الردم ولم يعثروا على أثر لحديد التسليح في الخرسانات المفتتة القديمة . وبديهي أن الكيماويات قد هاجمت الأساسات القديمة مسببة ضياع التسليح وتفتت الخرسانات . والعجيب أن المباني لم تنهار والسبب قد يرجع إلى أن الأسقف قد نقلت أحمالها إلى الحوائط بعد فقدان قدرة تحمل الأساسات وبالتالي الأعمدة . مثل تلك الحالة تحتاج بالطبع لإنشاء أساسات جديدة إذا ما أريد عدم هدم المبنى القديم .

وإذا كان السبب في الترميم هو زيادة كفائة الأساسات القديمة لعدم قدرتها وتآكلها فإن الترميم يسمى بالترميم العلاجي Remedial Underpinning كما هي الحالة لأساسات مصنع الكيماويات المهترئة . أما إذا كان السبب هو تعميق وزيادة قطاع الأساس القديم بسبب انشاء مبنى ذا أساسات أعمق وأكبر بجوار الأساس القديم فإن الترميم يسمى بالترميم

الوقائي Precautionary Underpinning . ويعتبر النوع الثاني هو الأعم بين تطبيقات الترميم وإن كان فن الترميم قد بدأ بالنوع الأول . ويدخل في قطاع النوع الأول ترميم الأساسات للمباني المدمرة بتأثير الإنفجارات وخلافه .

أسباب الترميم :

قد تأتي المتاعب نتيجة قصور في الجسات مما يسبب الفشل في كشف الطبقات الضعيفة مثل الطين اللين تحت الطبقات الجيدة للتربة . أو تواجد عدسات من الطين اللين لم تكتشف في الجسات المأخوذة مما يسبب اختلاف الهبوط تحت أحد أو عدد من الأعمدة عن القيم المحسوبة مما يسبب تصدع المبنى . وكمثال لهذا القصور ما حدث لمبنى سكني متعدد الطوابق في الإسكندرية حيث هبط عامودان قرب أحد أركان المبنى مما سبب شروخ خطيرة للمبنى . وكان السبب تواجد طبقة سميكة في صورة عدسة تحت هذا الركن لم يتم اكتشافها أثناء أخذ الجسات . وبالطبع مثل هذا المبنى يحتاج إلى ترميم أساسي العامودين لإيقاف الهبوط وربما القيام برفع المبنى من جهة العامودين لمعادلة الإجهادات الداخلية بقيم التصميم الأصلية .

ويمثل الحفر العميق (خاصة بكامل مساحة الأساس) بجوار مبنى قديم مشكلة قد تؤدي إلى انهيار المبنى القديم ما لم تتخذ الإجراءات الكفيلة بمنع ذلك الإنهيار المحتمل . وذلك يكون بعملية تدعيم الأساسات القديمة وأعمدة الدور الأرضي . ويمكن استخدام اللفظ تدعيم بدلاً من ترميم إذا ما كان الترميم وقائياً . كذلك يمثل تخفيض منسوب المياه الجوفية أحد الأسباب التي تدعو إلى التدعيم أو الترميم . حيث يصحب هذا التخفيض هبوط في سطح الأرض (وما تحوي من أساسات) في حال تواجد طبقات منضغطة تحتية .

ويمكن تلخيص أسباب الترميم العلاجي فيما يلي :

١ - زيادة التحميل على التربة مثل اضافة طوابق لمبنى قديم .

٢ ـ استكشاف قاصر للتربة Improper Soil Exploration .

٣ ـ توقيع خاطىء للقواعد مما ينتج انحرافاً Eccentricity للأحمال وبالتالي دوران للقواعد .

٤ ـ الحفر بجوار المنشأ مما يسبب هبوط للأجزاء المجاورة للحفر .

٥ ـ دق الخوازيق وما تنتج من اهتزازات مسببة هبوط التربة السائبة Loose Soil Settlement .

٦ ـ إهمال الأحمال المتواجدة والمؤثرة على الدور الأرضي Ground Floor Loading .

٧ ـ سحب المياه الجوفية .

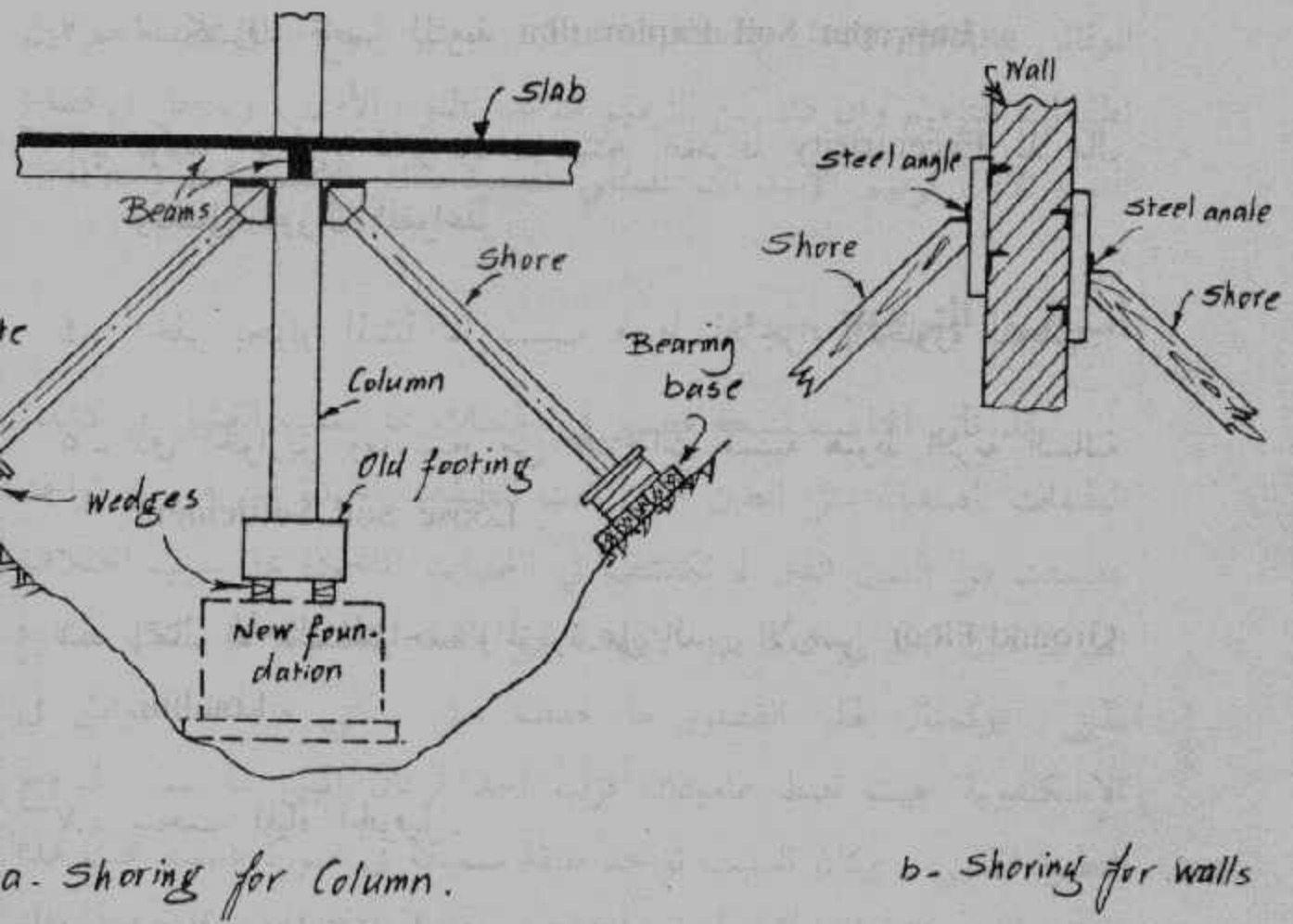
٨ ـ الخوازيق المدقوقة لعمق غير كاف .

٩ ـ تآكل وتعفن الخوازيق الخشبية أو صدأ الخوازيق المعدنية .

١٠ ـ تآكل الأساسات بفعل مياه البحر المالحة أو بفعل الكيماويات .

على أن أهم أسباب الترميم أو التدعيم ليس عيب أو فشل الأساس ولكن حماية المنشأ أثناء تشييد منشأ مجاور مثل الحفر العميق لتنفيذ أساسي أو إنشاء نفق Tunnel أو ممر سفلي Subway .

ويوضح شكل (٩٧) طريقة صلب Shoring عامود أو حائط لنقل الحمل إلى التربة بطريقة مؤقتة حتى يتسنى إزالة أو تعديل عمق أو أبعاد الأساس القديم . ويجب قبل إزالة الصلبات Shores أن يتم التأثير بانفعال مرن Elastic Strain عكسي لمعادلة القوى الأصلية السابقة حتى لا يحدث هبوط للعامود أو الحائط المراد تعديل أساسه .



a- Shoring for Column.

b- Shoring for walls

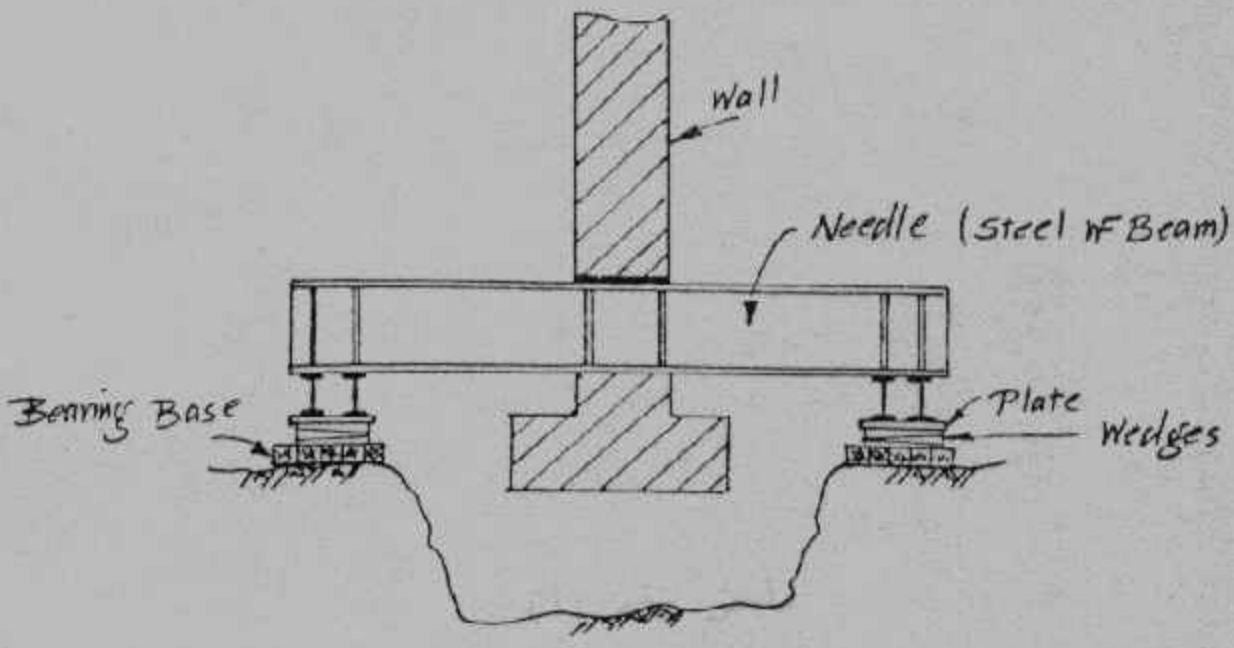
شكل (٩٧) صلب عامود أو حائط

على أنه من الممكن تعليق الحوائط بدلاً من صلبها وذلك بعمل فتحات في الحائط وتثبيت كمرات (عادة كمرات عريضة BFIB) تنقل وزن وحمل الحائط إلى التربة بطريقة مؤقتة . ولضمان عدم حدوث هبوط للحائط فيجب تثبيتها بالكمرات بطريقة كاملة عن طريق خوابير Wedges تعمل على تمام تحميل الحائط . ويبين شكل (٩٨) طريقة تعليق الحائط Needle Method

وفي كل الأحوال يتم نقل الحمل من العامود أو الحائط إلى الأساس الجديد بواسطة الخوابير Wedges أو روافع بريمية Screw Jacks (وفي حالة الأحمال العالية تستخدم روافع هيدروليكية) . وتستخدم تلك الروافع للسماح بتوليد الإنفعال المرن المطلوب .

ومن الهام تصميم نظام جديد من الأساسات تكون صلبة لا تسبب

هبوط غير مسموح به أو أية حركة جانبية Lateral Spreading أو دوران Rocking للأساس قد يسبب تصدع لجزء من المنشأ . وعلى العموم فإن تجنب تولد بعض التشققات والشروخ البسيطة في البياض عادة ما يكون مستحيلاً أثناء عمليات ترميم وتدعيم الأساسات .



شكل (٩٨) تعليق الحائط