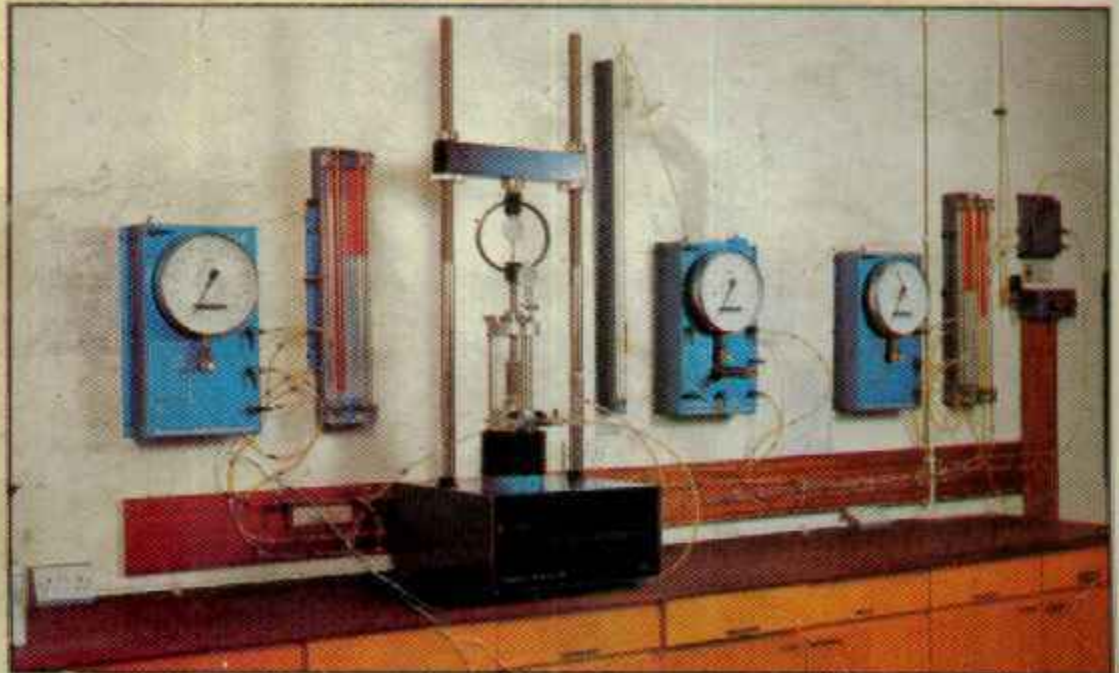
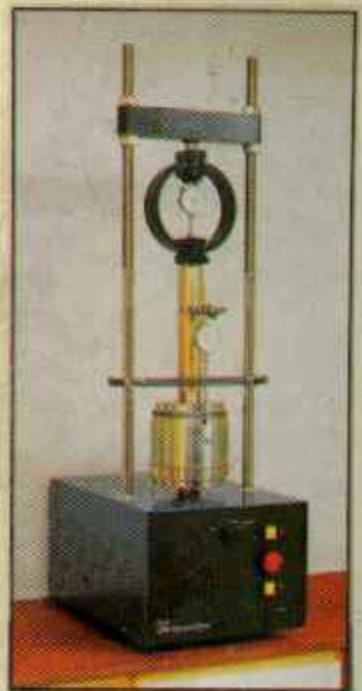
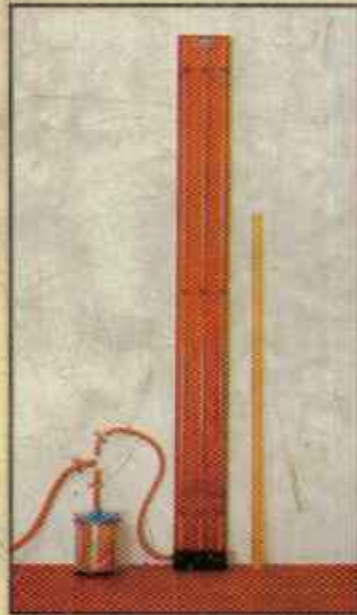
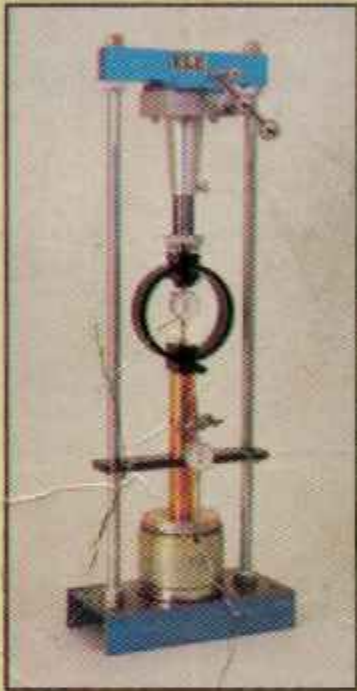


ميكانيكا التربة

أ. دكتور مهندس

السيد عبد الفتاح القصبى



المحتويات

صفحة

الموضوع

مقدمة : ٥

الباب الأول : مقدمة لعلم ميكانيكا التربة : ٧

مشتملات علم ميكانيكا التربة ٧

نبذة تاريخية لعلم ميكانيكا التربة ٧

التطبيقات الهندسية المتعلقة بعلم ميكانيكا التربة ٨

تعريف علم ميكانيكا التربة ١١

تعريف التربة ١١

منشأ التربة ١١

البناء الحبيبي للتربة ١٣

طبيعة التركيب المعدني للطين ١٥

الرموز المستخدمة في علم ميكانيكا التربة ١٦

الوحدات وتحويلاتهما ٢١

الباب الثاني : تعاريف وعلاقات : ٢٣

تعاريف أساسية ٢٤

علاقات أساسية ٢٤

أمثلة محلولة متنوعة ٣٥

مسائل ٣٥

الباب الثالث : العوامل المصنفة للتربة : ٤٧

أولا : المحتوى المائي ٤٧

ثانيا : الوزن النوعي ٤٧

ثالثا : الكثافة الموقعية ٤٨

رابعا : الكثافة النسبية والدمك النسبي ٥١

خامسا : قوام التربة (حدود اتبريج) ٥٥

سادسا : التوزيع الحجمي للحبيبات والتصنيف الهندسي للتربة ٦١

٦١	التوزيع الحجمي للحبيبات والتصنيف الهندسي للتربة .
٦٤	شكل حبيبات التربة .
٦٥	اختبارات الحجم الحبيبي أو التوزيع الحبيبي .
٦٥	أولا : التحليل المنخلي .
٦٧	ثانيا : التحليل بالترسيب .
٧٤	تصنيف ووصف التربة .
٧٨	(أ) التصنيف بالتقسيم المثلي .
٨٢	(ب) نظام تصنيف التربة الموحد .
٩٢	(ج) نظام AASHTO لتصنيف التربة .
١٠٢	الاختبارات العملية .
١٧٥	مسائل .

الباب الرابع : النفاذية والتسرب :

١٨٢	الخاصة الشعيرية .
١٨٤	المياه في الأنايب الشعيرية .
١٨٧	الارتفاع الشعري في التربة .
١٨٨	النفاذية .
١٩١	تعيين معامل النفاذية عمليا .
١٩١	(أ) اختبار النفاذية بجهد ثابت .
١٩٢	(ب) اختبار النفاذية بجهد متغير .
١٩٤	الطبقات الحاملة للماء (بتروليات) .
١٩٥	التجارب الحقلية لتعيين معامل النفاذية .
١٩٥	(أ) آبار الجذب .
١٩٧	(ب) الآبار الأرتوازية .
٢٠٣	معامل النفاذية المؤثر للتربة متعددة الطبقات .
٢٠٣	(أ) معامل النفاذية المؤثر في الاتجاه الأفقى .
٢٠٤	(ب) معامل النفاذية المؤثر في الاتجاه الرأسى .
٢٠٥	شبهكات السريان .
٢٠٧	كيفية رسم شبكة السريان لتربة متجانسة .

٢١٦	ضد غط التسرب
٢٢٦	شبكات السريان للتربة الغير متحدة الخواص
٢٣١	شبكات التسرب للتربة الغير متجانسة
٢٣٣	أمان المنشآت الهيدروليكية ضد الفوران
٢٣٥	طريقة ترزاجى لحساب معامل الأمان نضد الفوران
٢٤٠	الاختبارات العملية
٢٤٦	مسائل

الباب الخامس : التسرب خلال السدود الترابية :

٢٥٩	حساب التسرب خلال السد الترابى المقام على طبقة غير منقذة
٢٥٩	١ - طريقة ديبوت
٢٦٠	٢ - طريقة شافرناك
٢٦٢	٢ - طريقة كازاجراندا
٢٦٤	٤ - طريقة بافلوفسكى
٢٦٦	التسرب خلال السدود الترابية حيث $K_x \neq K_z$
٢٦٩	توقيع خط الضغط الحر للترب خلال السدود الترابية
٢٧٣	حالات الدخول والتصريف والتحول لخط التسرب خلال السدود الترابية
٢٧٥	رسم شبكة السريان للسدود الترابية
٢٧٨	شبكة السريان لسد ترابى من ترتيبين متغيرين فى النفاذية
٢٧٩	تصميم المرشح
٢٨٢	شبكة السريان لسد بمرشح
٢٩٠	شبكة السريان لسد ترابى بسطح حر
٢٩١	التحكم فى التسرب فى السدود الترابية
٢٩٢	مسائل

الباب السادس : توزيع الاجهادات فى التربة :

٢٩٥	نظرية بوزينيسك
٢٩٨	الاجهاد الرأسى للحمل الخطى
٣٠٠	الاجهاد الرأسى نتيجة حمل الشريحة المنتظم

٣٠٠	الاجهاد نتيجة حمل منتظم على مساحة دائرية .
٣٠١	الاجهاد الرأسى نتيجة مساحة مستطيلة محملة بحمل منتظم .
٣٠١	(أ) طريقة فـادم .
٣٠٥	(ب) طريقة نيومارك .
٣٠٨	منحنيات بوزينيسك لحساب الاجهادات تحت الأساسات .
٣١١	منحنيات وسترجارد لحساب الاجهاد تحت الأساسات .
٣١٥	حساب الاجهاد أسفل الأساسات بالطرق التقريبية .
٣١٦	الاجهاد الفعال (المؤثر) .
٣١٩	ضغط التماس .
٣٢٠	العلاقة بين الاجهاد الرأسى والأفقى .
٣٢٥	مسائل .

الباب السابع : مقاومة التربة للقص :

٣٣٤	قياس مقاومة القص ومعاملاتها C, ϕ .
٣٣٤	(أ) حالة عدم التصرف .
٣٣٥	(ب) حالة التصلب - عدم التصرف .
٣٣٥	(ج) حالة التصرف .
٣٣٥	اختبارات القص .
٣٣٦	أولاً : الاختبارات العملية .
٣٣٦	(أ) اختبار صندوق القص (القص المباشر) .
٣٣٩	أنواع التربة طبقاً لمقاومة القص .
٣٤٠	مقاومة القص والتشوه فى الرمل .
٣٤٠	زاوية الاسـتقرار .
٣٤١	عيوب ومزايا اختبار صندوق القص .
٣٤١	ملاحظات على اختبار صندوق القص .
٣٤٧	(ب) اختبار الضغط الثلاثى .
٣٤٧	اختبارات عدم التصرف .
٣٤٨	اختبارات التصرف .
٣٤٩	نتائج اختبار الضغط الثلاثى .

٢٥٠	دائرة مور للاجهاد
٢٥١	دائرة مور - كولوم للانهييار
٢٥٢	خط الانهيارات في اختبار الضغط الثلاثي
٢٥٣	أنواع اختبار الضغط الثلاثي
٢٥٤	استخدامات جهاز الضغط الثلاثي
٢٥٤	مصادر الخطأ في اختبار الضغط الثلاثي
٢٥٥	اختبار الضغط الغير محبوس (الغير محصور)
٢٥٧	تغير المساحة والحجم في اختبار الضغط الثلاثي
٢٥٧	أنواع علاقة مور - كولوم للحالات المختلفة لاختبار الضغط الثلاثي
٢٦٠	مقاومة القص للطين
٢٦٠	الطين عادي التصليب
٢٦١	الطين سابق التصليب
٢٦٨	حساسية الطين
٢٦٩	قياس معاملات ضغط المياه الحرة
٢٧٤	قوام الطين
٢٧٦	اختبار مروحة القصر
٢٧٧	اختبار الاختراق الحبيبي
٢٧٧	تعيين زاوية الاحتكاك الداخلي للرمل في الموقع
٢٨٠	الاختبارات المعملية
٤٢٢	مسائل

٤٢١	الباب الثامن : دمك التربة : <i>Compaction</i>
٤٢١	مقدمة
٤٢١	تعريف الدمك
٤٢١	أهمية الدمك كتطبيق هندسي
٤٢١	تجارب الدمك المعملية
٤٢٢	اختبار بروكتور القياسي
٤٢٤	اختبار بروكتور المعدل
٤٢٦	نظرة التربة الدمك

٤٣٨	العوامل المؤثرة على الدمك .
٤٤٠	تأثير الدمك على خواص التربة .
٤٢٠	طرق الدمك فى الموقع .
٤٤٠	(أ) الدمك بالهراسات .
٤٤٠	- هراسات العجل الناعم .
٤٤١	- الهراسات ذات الإطارات المنفوخة تحت الضغط .
٤٤٣	- هراسات قدم الغنم .
٤٤٣	(ب) الدمك بالمطارق .
٤٤٣	(ج) الدمك بالهز .
٤٤٦	اختبار الأسلوب المناسب للدمك الموقعى .
٤٤٩	تنظيم عملية الدمك والتحكم فيها .
٤٤٩	١ - الاختبارات العملية .
٤٥٠	٢ - اختبارات الاختراق .
٤٥٠	(أ) ابرة بركتور .
٤٥١	(ب) جهاز الاختراق الميكانيكى .
٤٥١	(ج) اختبارات التحكم النووية .
٤٦٥	الاختبارات العملية .
٤٧٢	مسابل .

٤٧٥	الباب التاسع : تصليب التربة : <i>Consolidation</i> .
٤٧٥	مقدمة .
٤٧٥	أنواع تشكلات التربة .
٤٧٧	الانضغاطية .
٤٧٧	التصليب .
٤٧٨	تعريف .
٤٨٠	سلوك التربة المتماسكة أثناء الانضغاط فى اتجاه واحد .
٤٨٠	أقصى إجهاد سابق مؤثر .
٤٨١	طريقة كازاجراند لتحديد أقصى إجهاد مؤثر .
٤٨٢	نظريية ترزاجى للتصليب .

٤٨٦	تأثير التصرف والحالة الابتدائية للإجهاد
٤٩١	اختبار التصليب
٤٩٤	حسابات تجرية التصليب
٤٩٤	١ - حساب معامل التغير الحجمي
٥٠٠	٢ - تعيين معامل التصليب
٥٠٠	(أ) طريقة جذر الزمن
٥٠٢	(ب) طريقة لوغاريتم الزمن
٥٠٣	٣ - حساب زمن الهبوط
٥٠٤	٤ - تعيين معامل النفاذية
٥٠٤	بعض القيم الاسترشادية لمعامل التصليب ومعامل التغير الحجمي
٥١٢	علاقة التصرف بالزمن
٥١٣	الهبوط
٥١٤	أولاً : الهبوط الفوري (الابتدائي أو المرن)
٥١٦	معامل مرونة التربة
٥١٦	معامل بواسن
٥١٧	بعض القيم الاسترشادية لمعاملات المرونة
٥١٧	ثانياً : هبوط التصليب
٥١٨	ثالثاً : الهبوط الثانوي
٥١٨	الهبوط النسبي
٥١٨	قيم الهبوط والهبوط النسبي المسموح بها
٥٣٣	الاختبارات المعملية
٥٤٧	مسائل
٥٥٧	الباب العاشر : الضغط الجانبي للتربة :
٥٥٧	ضغط التربة عند السكون
٥٦٣	ضغط التربة الفعّال
٥٧١	ضغط التربة المقاوم
٥٧٩	الضغط الجانبي الفعّال والمقاوم لسطح الأرض المائل
٥٨١	الضغط الجانبي لكولوم

- ٥٨١ (أ) الضغط الجانبي الفعال لكولوم .
 ٥٨٥ (ب) الضغط الجانبي المقاوم لكولوم .
 ٥٨٧ الضغط الجانبي الناتج عن التحميل الموزع .
 ٥٨٨ (أ) الحمل الخطي .
 ٥٨٩ (ب) الحمل الشريحة .
 ٥٩١ مسائل .

٥٩٩ **الباب الحادي عشر : ثبات الميول**

- ٥٩٩ الاجهادات في الميول وأنواع حركة الميول .
 ٦٠٤ دراسة ثبات الميول الغير محدودة .
 ٦٠٤ (أ) التربة الخشنة .
 ٦٠٥ (ب) التربة المتماصة .
 ٦٠٩ طريقة عامة لدراسة ثبات الميول .
 ٦١١ طريقة الشرائح (الطريقة السويدية) .
 ٦١٣ (أ) حمل فيلنيس .
 ٦١٣ (ب) حل بيشوب المبسط .
 ٦٢٢ مركز الدائرة الحرجة للانهييار .
 ٦٢٧ طريقة دائرة الاحتكاك .
 ٢٣٠ رقم تيلور للثبات .
 ٦٤١ منحنيات كوزينس .
 ٦٤٢ تحليل الانهيارات بالانتقال (الإزاحة) .
 ٦٤٥ (أ) الميول على طبقة ضعيفة .
 ٦٤٦ (ب) الميول على طبقة قوية .
 ٦٥٠ تأثير شـرخ الشـد .
 ٦٥٢ مسائل .

٦٦٣ **الباب الثاني عشر : التربة الصلبة**

- ٦٦٤ التربة القابلة للانهييار .
 ٦٦٥ مصعب التربة القابلة للانهييار .

٦٦٥	جيولوجية التربة القابلة للانهيهار .
٦٦٦	أنواع التربة القابلة للانهيهار .
٦٦٦	سلوك التربة القابلة للانهيهار تحت تأثير الأحمال .
٦٦٧	المعاملات الفيزيائية المعرفة للتربة القابلة للانهيهار .
٦٦٧	طريقة الانهيهار .
٦٧٠	اختبارات التربة القابلة للانهيهار .
٦٧٠	(أ) الاختبارات العقلية .
٦٧١	(ب) الاختبارات العملية الغير مباشرة للتعرف على التربة القابلة للانهيهار .
٦٧٢	(ج) الاختبارات العملية المباشرة للتعرف على التربة القابلة للانهيهار .
٦٧٢	حساب هبوط الانهيهار .
٦٧٤	معالجة التربة القابلة للانهيهار .
٦٧٦	التربة القابلة للانتفاخ .
٦٧٦	مصاعب التربة القابلة للانتفاخ .
٦٧٦	جيولوجية التربة القابلة للانتفاخ .
٦٧٦	أنواع التربة القابلة للانتفاخ .
٦٧٧	المعاملات المعرفة للتربة القابلة للانتفاخ .
٦٨٢	تصنيف التربة القابلة للانتفاخ .
٦٨٤	الاختبارات العملية الخاصة بالتربة القابلة للانتفاخ .
٦٨٥	معالجة التربة القابلة للانتفاخ .
٦٨٥	١ - استبدال التربة القابلة للانتفاخ .
٦٨٥	٢ - تغيير طبيعة التربة القابلة للانتفاخ .
٦٨٦	٣ - الاحتياطات اللازمة للمنشأ لمقاومة الانتفاخ .
٦٨٧	التربة الطينية اللينة .
٦٨٧	مصاعب التربة الطينية اللينة .
٦٨٧	جيولوجية التربة الطينية اللينة .
٦٨٧	أنواع التربة الطينية اللينة .
٦٨٨	تصنيف التربة الطينية اللينة .
٦٨٨	التجارب العملية للتربة الطينية اللينة .
٦٨٨	معالجة التربة الطينية اللينة .

صفحة

الموضوع

٦٩٠ تربة الردم .

٦٩١ هبوط تربة الردم .

٦٩٢ معالجة تربة الردم .

٦٩٤ الاختبارات العملية .

٧٢١ مسائل .

٧٢٣ المراجع :

الباب الأول

مقدمة فى علم ميكانيكا التربة

أهداف دراسة علم ميكانيكا التربة :

ترمى دراسة علم ميكانيكا التربة إلى الأهداف الآتية :

- ١ - تعيين الخواص الهندسية للتربة المراد تنفيذ أعمال هندسية عليها أو فيها ، وإدراك معانى هذه الخواص .
- ٢ - تطبيق معلومات خواص التربة بأسلوب علمى وعملى فى تصميم وتنفيذ أعمال التربة والأساسات والمنشآت المتصلة بالتربة .
- ٣ - العمل على تطوير وتقديم معرفة ميكانيكا التربة من خلال الأبحاث والخبرة العملية .

مشمولات علم ميكانيكا التربة :

تشتمل دراسة علم ميكانيكا التربة على ما يلى :

- (أ) دراسة نظرية رياضية وعددية للتعرف على الخواص المختلفة للتربة .
- (ب) دراسة معملية وموقعية لخواص التربة ومكوناتها .

نبذة تاريخية لعلم ميكانيكا التربة :

- التربة تعتبر من أقدم المواد الإنشائية التى عرفها الإنسان فلقد صنع منها الإنسان البدائى أدواته ومستلزماته سواء فى العمل أو فى الأكل أو فى السكن . وحينما عرف الإنسان المبانى سواء كانت سكناً أو مقابرأ أو معابدأ تعامل مع التربة على أنها مادة تأسيس فكان يختار التربة المناسبة لتحمل المبنى الذى يريده ، ومنذ خمسة آلاف عام بنى المصريون القدماء الأهرام واختاروا موقع البناء على أرض قوية هى هضبة الأهرام وكذلك فعلوا فى بناء معابدهم ومقابرهم ، ورغم قدم التعامل مع التربة سواء

كانت مادة إنشائية أو مادة تأسيس إلا أن التربة كعلم لم يظهر إلا في بداية القرن العشرين .

- في السنوات الخمسة والعشرين الأولى من القرن العشرين ظهرت الطرق البسيطة لتصنيف التربة الناعمة المتماسكة من خلال قوامها ولدونتها ويرجع ذلك إلى اتبرجج Aterberg الذي ابتكرها عام ١٩١١ ومازالت تستخدم للآن .

- في سنة ١٩١٣ تكونت لجنة ميكانيكا التربة لسكك حديد السويد والتي توصلت إلى طرق حساب اتزان الميول وبرز في هذه اللجنة العالم ويلر فلينيس W. Fellenius .

- في السنوات من ١٩٢٠ إلى ١٩٢٥ تطورت الأبحاث الهندسية الخاصة بالتربة بفضل تطور إنشاء الطرق في الولايات المتحدة الأمريكية .

- ويرجع الفضل في ظهور ميكانيكا التربة كعلم للعالم الألماني كارل ترزاغبي Terzaghi بعد ظهور مؤلفه عام ١٩٢٥ والذي تناول فيه موضوعات هامة في مجال التربة .

- ثم تطور علم ميكانيكا التربة بعد ذلك تطوراً كبيراً بفضل جهود وأبحاث ومؤلفات العديد من العلماء . كما عقدت المؤتمرات والندوات الدولية المتلاحقة لبحث العديد من الموضوعات الحيوية في هذا العلم .

التطبيقات الهندسية المتعلقة بعلم ميكانيكا التربة :

يقابل المهندسون في أعمالهم الكثير من المسائل الهامة التي ترتبط وتخص التربة ، ومن هذه المسائل أو التطبيقات في هندسة التربة ما يأتي :

١ - الأساسات :

كل أنواع المنشآت من مباني وكبارى وطرق وأنفاق وقنوات وسدود يجب أن تؤسس على أو في التربة لضمان استقرارها وأمانها ، وتصميم الأساسات أو المنشآت على الأرض أو في الأرض يحتاج لمعرفة صفات التربة وقدرة تحملها ومقاومتها (شكل ١-١) .

٢ - التربة كمادة إنشائية :

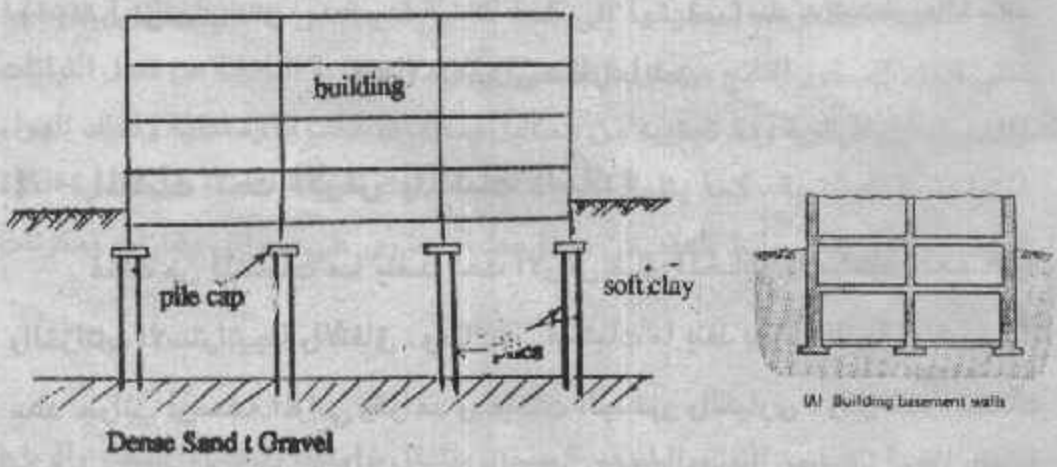


(أ) مبنى على أساسات سطحية . (ب) مبنى مؤسس على خوازيق .

شكل ١-١ الأساسات

٢ - التربة كمادة إنشائية :

تستخدم التربة كمادة ردم Fill كما أنها تستخدم كمادة إنشائية في السدود الترابية (شكل ٢-١) . كما أنها تستخدم كمادة إنشائية في الطرق بأساساتها وجسورها . واختيار هذه التربة يعتمد على طبيعة المنشأ والأحمال عليه (شكل ٣-١) .

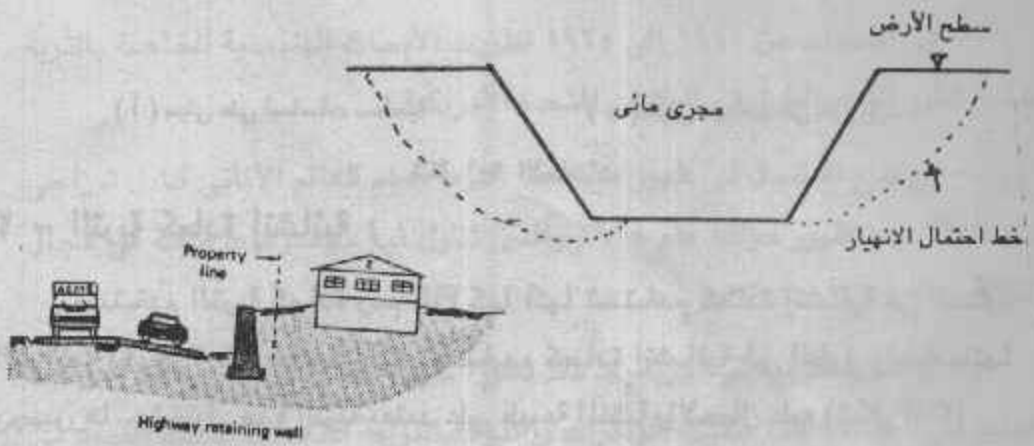


شكل ٣-١ التربة كمادة إنشائية في الطرق ردم ، أساس

شكل ٢-١ السدود الترابية

٣ - الميول والحفر :

حينما لا تكون التربة أفقية فهنا تنشأ بعض المشاكل الخاصة بالميول كما أن هناك بعض الأعمال مثل الترع والمصارف والأنفاق تحتاج إلى حفر في التربة وقد ينشأ عن الحفر بعض المشاكل التي يجب معالجتها كما أن أحد طرق علاج هذه المشاكل هو ساند جوانب الحفر إن كان رأسيا أو عمل ميول بجوانب الحفر كما في شكل (٤-١) ويستلزم ذلك معرفة صفات التربة ومقدرتها على الإلتزان عند الحفر بدرجة أمنة واقتصادية .



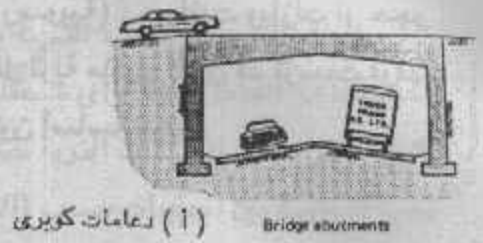
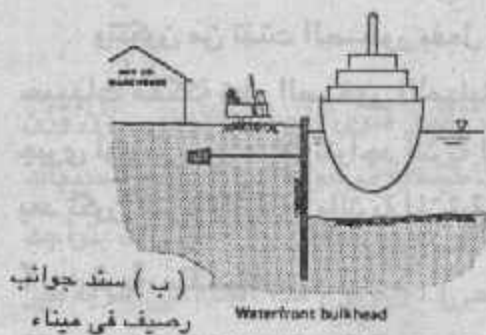
(ب) ساند جوانب حفر بحائط ساند

(أ) الميول في مجرى مائي

شكل ٤-١ الميول وساند جوانب الحفر

٤ - المنشآت تحت الأرض والمنشآت الساندة :

هناك من المنشآت ما ينفذ تحت الأرض مثل المخابئ والمنشآت العسكرية والخزانات الاستراتيجية والأنفاق . وهناك من المنشآت ما ينفذ بجانب التربة مباشرة مثل ساند جوانب أرصفة الموانئ وقواعد ودعامات الجسور والكبارى . وكل هذه المنشآت تتعامل مع التربة مباشرة ولذا يجب دراسة التربة المحيطة بهذه المنشآت وتأثير التربة عليها والقوى الناتجة عنها . (شكل ٥-١) .



(ب) سند جوانب رصيف فى ميناء

(ا) دعائم كوبرى

شكل ١-٥ المنشآت الساندة

تعريف علم ميكانيكا التربة :

ميكانيكا التربة Soil of Mechainics هو العلم الذى يبحث فى خواص وسلوكيات

وأداء التربة كمادة إنشاء وتأسيس .

تعريف التربة :

التربة Soil ترجع تسميتها إلى كلمة لاتينية قديمة هي Solum والتربة هندسيا

تعنى فتات الصخور الناتج عن عوامل التعرية والمواد العضوية الناتجة عن تحلل النباتات

والحيوانات والرطوبة وما تحويه من محاليل ومعلقات عضوية ومعنوية وكذلك الهواء

المتواجد داخل التربة . كما يشمل تعريف التربة سمك الطبقة المفتتة من قشرة الكرة

الأرضية وهى بذلك خليط معقد من مادة صلبة تحتوى على سوائل وغازات ومكونات

عضوية .

منشأ التربة :

التربة تنشأ من التفتت الطبيعى للصخور وتنتقل بواسطة الأنهار والأمطار والرياح

والتلوج ، والتربة تتكون خلال تغيرات فيزيائية وكيميائية وعضوية للصخور .. والتربة

تنقسم من حيث النشأة إلى نوعين :

١ - تربة متبقية :

وتتكون من تفتت الصخور بفعل الحرارة والرطوبة والتجمد وينتج عن ذلك تكون حبيبات مفككة تعلو الصخور الأصلية (نارية أو رسوبية) : جرانيت وبازلت أو حجر جيري أو رملي ، وأحيانا تتواجد التربة المتبقية أسفل تربة منقولة تكون قد ترسبت فوقها بعد تكون التربة المتبقية . والتربة المتبقية عادة ما تكون أساسا جيدا .

٢ - تربة منقولة :

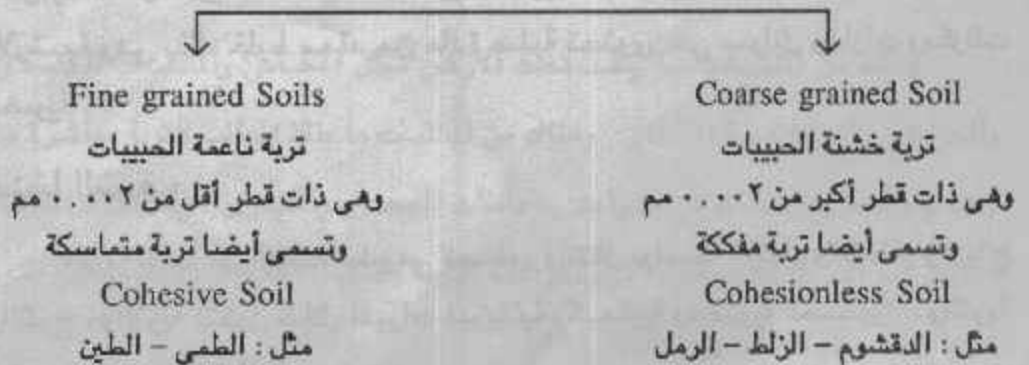
تكون غالبية التربة وهي تربة منقولة إما بالثلوج أو المياه أو الفيضانات أو الرياح .

- التربة المنقولة بالثلوج تكون المصدر الأول لمواد الإنشاء الجيدة والمتخدمة في صناعة الخرسانات وأعمال التربة والأساسات حيث تكون التربة من النوع العالى المقاومة .

- التربة المنقولة بالمياه والفيضانات تكون طبقات سميكة من حبيبات ناعمة متماسكة في دلتا الأنهار وفي الأودية وتكون هذه أكثر صلاحية للزراعة نظرا لقابليتها للانضغاط وضعفها النسبي .

- التربة المنقولة بالرياح وهي إما ناعمة وهذه غير مرغوب فيها إنشائياً لفقدانها مقاومتها عند زيادة المحتوى المائى فيها وقابلة للانضغاط ، وإما تربة خشنة تكون الرمال المفككة قليلة المقاومة كالتى على شواطئ البحار والأنهار .

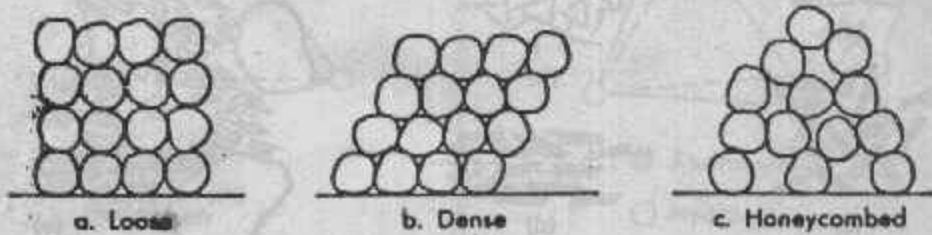
تركيب التربة Soil Structure



البناء الحبيبي للتربة Particle Arrangement :

(أ) البناء الحبيبي للتربة الخشنة :

البناء الحبيبي لهذه التربة يتكون تحت تأثير قوى الجذب الأرضي لأن وزن الحبيبات هو العامل المؤثر وأي شحنات كهرومغناطيسية موجودة على أسطح الحبيبات يكون تأثير مهمل إذا كانت التربة جافة ويزيد تأثير قوى الجذب بين الحبيبات بتواجد نسبة الرطوبة بين الحبيبات بسبب (التوتر السطحي) ، ويتراوح هذا البناء في التربة غير المتماسكة من بناء كثيف Dense إلى بناء سائب Loose إلى خلوي Honeycombed كما في شكل (٦-١) .



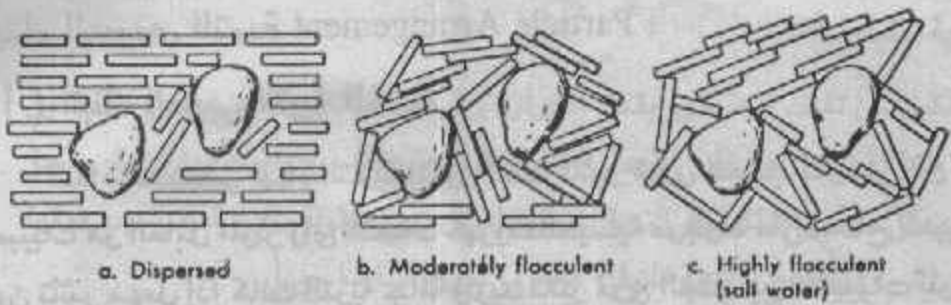
شكل ٦-١ البناء الحبيبي للتربة الخشنة

(ب) البناء الحبيبي للتربة الناعمة :

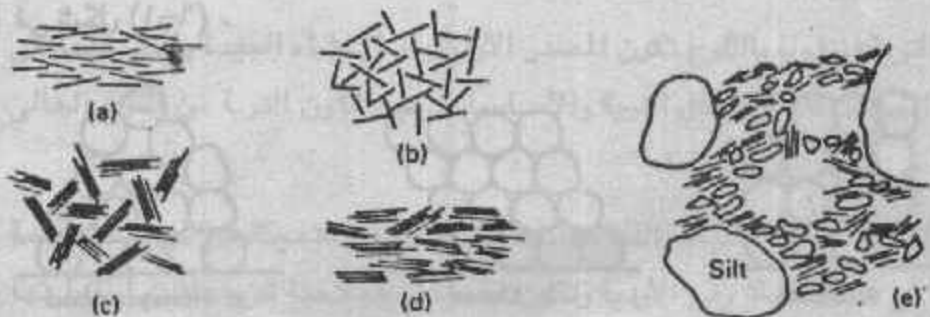
يتكون البناء الحبيبي للتربة الناعمة متأثرا بقوى التجاذب والتنافر بين الحبيبات نظرا لصغر الحبيبات المتناهية ووزنها ضئيل وتأثيره مهمل إذا ما قورن بمجموع الشحنات الكهروستاتيكية . وحيث أن المساحة السطحية للحبيبات كبيرة فإن ترتيب الحبيبات يعتمد على نوع تلك الشحنات وتنقسم التربة إلى :

- تربة ناعمة ذات بناء مرتب Dispersed or Oriented وهذا الترتيب ينتج عن التنافر بين الحبيبات لتشابه الشحنات على أسطحها ويحدث ذلك عند ترسب الحبيبات في مياه عذبة مثل البحيرات العذبة (شكل ٦-١ أ) .

- تربة ناعمة ذات بناء عشوائي Flocculent وهو ما ينتج عن التجاذب بين الحبيبات لاختلاف الشحنات على أسطحها ويحدث ذلك عند ترسيب الحبيبات في مياه مالحة عند تكوين دلتا الأنهار .



شكل (١٧-١) البناء الحبيبي للتربة الناعمة عامة



Clay structures: (a) dispersed, (b) flocculated, (c) bookhouse, (d) turbostratic, (e) example of a natural clay.

شكل (٧-١) البناء الحبيبي للتربة الناعمة

والتربة ذات البناء العشوائى تنقسم إلى قسمين :

* عشوائى غير مالح non-salt flocculation .

* عشوائى مالح Salt flocculent .

وهناك تقسيمات أخرى للبناء الحبيبي للتربة الناعمة ومبين أحد هذه التقسيمات فى

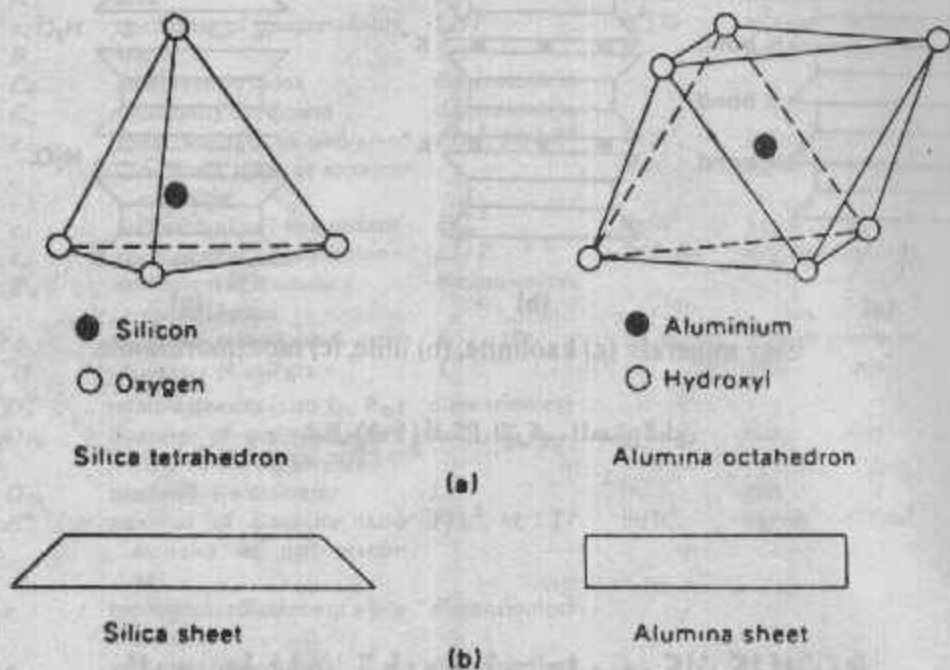
شكل (٧-١) ب .

وقد تختلط التربة الخشنة بالناعمة مما يكون بناء مختلطا يعتمد شكله على نسب

المكونات .

طبيعة التركيب المعدني للطين Clay mineralogy :

التركيب الجزئي المعدني لأغلب أنواع الطين يتكون من السيلكا الرباعية الأسطح
Silica tetrahedron والألومينا الثمانية الأسطح Alumine octahedron وجزئ السيلكا
الرباعية تتكون من أربع ذرات أوكسجين حول ذرة سيلكون . وجزئ الألومينا الثماني
يتكون من ذرة المونيوم حولها ست ذرات من الهيدروكسيل hydroxyl . شكل (٨-١) .



شكل (٨-١) التركيب المعدني للطين

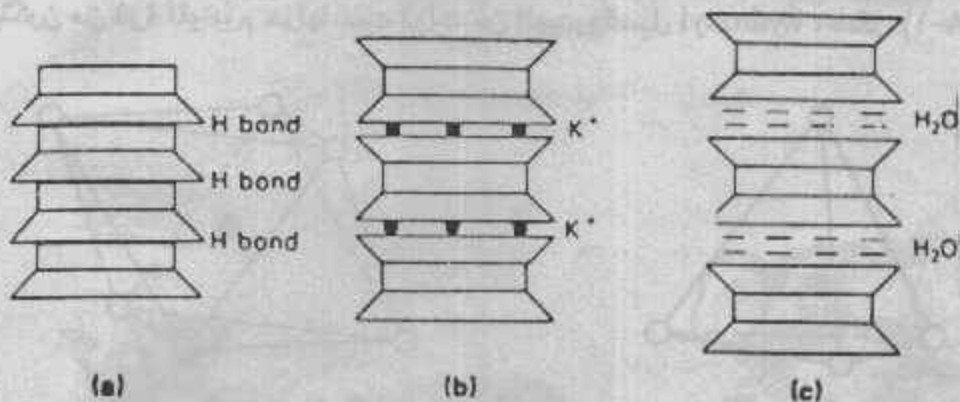
(أ) الكاولينيت Kaolinite : ويتركب من شريحة مفردة من السيلكا الرباعية ملحق بها شريحة مفردة من الألومينا الثمانية .

(ب) الأليت Illite : ويتركب من شريحة مفردة من الألومينا الثمانية الملتصق بها شريحتين من السيلكا الرباعية ويوجد بين هذه التركيبات أيون البوتاسيوم .

(ج) المونتيموريلونيت Montmorillonite : وله نفس تركيب الأليت ولكن طبقات

الألومينا الثمانية تضم ذرات أى من الألومنيوم أو الحديد أو المغنسيوم أو الثلاث معاً والفراغ بين طبقات الشرائح يشغل بالماء . والترابط بين الطبقات ضعيف مما يسمح لمياه إضافية بالتسرب بين الطبقات، وتجعل المونتموريلونيت ينتفخ Swell .

ويبين شكل (٩-١) أشكال التركيب المعدنى للطين .



Clay minerals: (a) kaolinite, (b) illite, (c) montmorillonite.

شكل (٩-١) أشكال التركيب المعدنى للطين

الرموز المستخدمة فى علم ميكانيكا التربة

Terms and symbols Relating to soil Mechanics

القائمة التالية من الرموز تستخدم فى علم ميكانيكا التربة ولقد أقرت فى المؤتمر التاسع للتجمع العلمى لميكانيكا التربة وهندسة الأساسات المنعقد فى طوكيو سنة ١٩٧٧، والقائمة فى جدول (١-١) تشمل الرموز وما ترمز إليه ووحدات تلك الرموز ووحداتها طبقاً للنظم الانجليزية والمترية والدولية S I .

الباب الثاني

تعريف وعلاقات

Definations and Relationships

مكونات التربة طبقا للنظام الثلاثى Three phase system :

لدراسة التربة طبقا لهذا النظام يفترض أنها تتكون من المكونات الثلاثة الآتية :

(أ) الحبيبات الصلبة (عضوية أو غير عضوية أو مختلطة) .

(ب) السوائل (الماء أو البترول) .

(ج) الهواء أو الغاز .

وفى حالة التربة المشبعة تماما بالماء فإن كل الفراغات فى التربة تملأ بالمياه . ومكونات التربة تختلط ببعضها وتكون تركيب معين للتربة ومن الصعب التعامل مع التربة والتعبير عنها رياضيا فى حالتها الطبيعية ولذلك فلقد اصطلح على أن تمثل التربة بيانياً على أن تكون المكونات متجمعة فى مجالات منفصلة كما هو مبين فى شكل (٢-١) «نظام الثلاث مجالات» .

وهناك نظام آخر هو نظام المجال الثنائى Two phase system حيث تعتبر مكونات التربة متجمعة فى مجالين فقط، مجال الحبيبات ومجال الفراغات (وهى التى تضم السوائل والهواء معا) .

والحجم الكلى للتربة V

يتكون من :

- حجم الحبيبات الصلبة V_s .

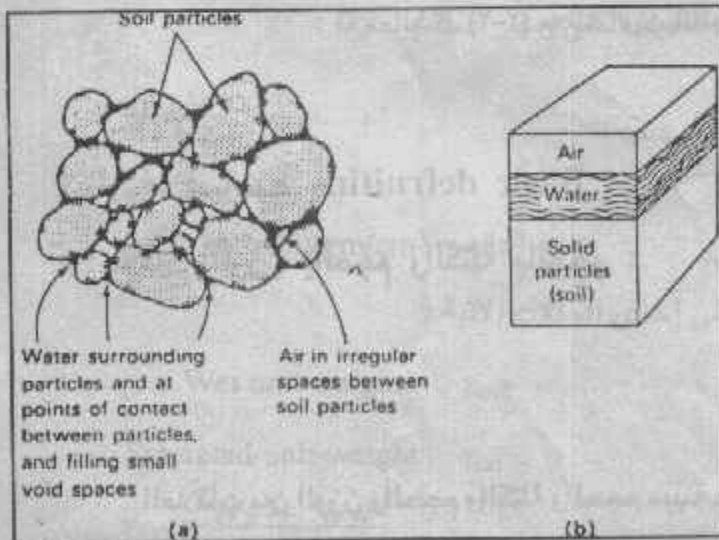
- حجم المياه V_w .

- حجم الهواء V_a .

وحجم المياه + حجم الهواء

يسمى حجم الفراغات حيث :

$$V_v = V_a + V_w$$



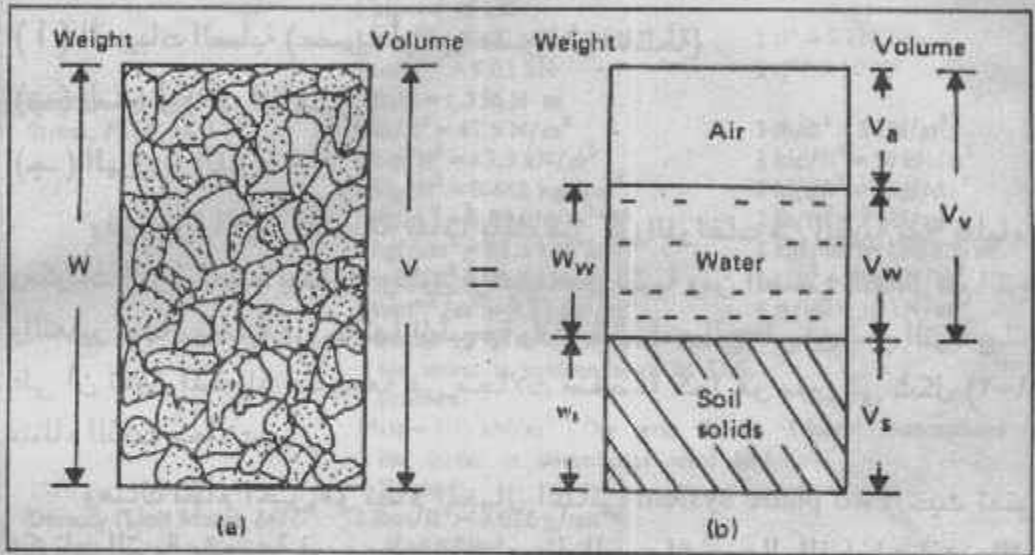
شكل (٢-١) مكونات التربة

أما الوزن الكلي للتربة W فيتكون من :

- وزن الماء W_w weight of water .

- وزن الحبيبات الصلبة W_s Weight of soil solids .

حيث يهمل وزن الهواء لصغر قيمة وزنه شكل (٢-٢) .



شكل (٢-٢) علاقات الوزن بالحجم

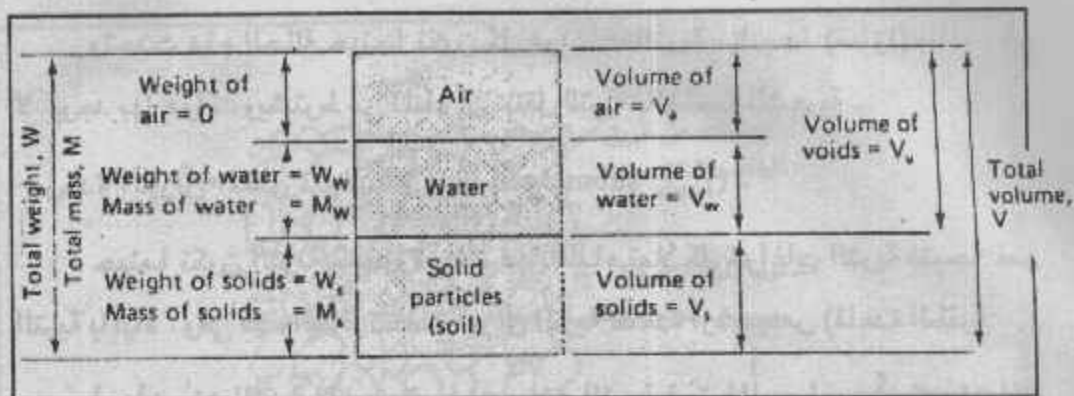
تعريف أساسية Basic definitions :

* علاقات الوزن بالحجم والكتلة بالحجم :

Weight - Volume Rel.

Mass - Volume Rel.

العلاقات بين الوزن والحجم والكتلة والحجم مبينة على الرسم في الشكل (٢-٣) .



شكل (٢-٣) الكتلة بالحجم

وتذكر تفصيلا كما يأتي :

- الوزن الكلي هو مجموع أوزان الحبيبات الصلبة والمياه .

$$W = W_s + W_w$$

- الحجم الكلي Total Volume هو مجموع حجوم الحبيبات الصلبة Solids والفراغات Voids . والفراغات تضم حجم المياه وحجم الهواء :

$$V = V_s + V_w + V_a$$

* وحدة الأوزان γ Unit Weight :

هي نسبة الوزن الكلي إلى الحجم الكلي ويعبر عنها بالعلاقة :

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

وحدات وحدة الأوزان قد تكون :

$$\text{pcf} , \text{kN/m}^3 , \text{gm/cm}^3 , \text{t/m}^3$$

ووحدة الأوزان قد تكون على إحدى الحالات الآتية :

- وحدة الأوزان المبللة γ_{wet} Wet unit weight

- وحدة الأوزان المشبعة γ_{sat} Saturated unit weight

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V}$$

وتحدث هذه الحالة حينما تكون كل فراغات التربة مشبعة (مملوءة) بالماء . أى لا يوجد بها هواء . ويشترط فى المياه أن تنتقل للتربة بالخاصة الشعرية .

- وحدة الأوزان المغمورة (submerged unit weight) (γ_{sub})

حينما تكون التربة مغمورة بالماء فإن المياه تملأ كل فراغات التربة نتيجة غمر التربة بالمياه . وفى هذه الحالة تخضع أوزان التربة لقاعدة أرشميدس (قاعدة الطفو) .

أى أن وزن التربة المغمورة يساوى وزن التربة فوق الماء مطروحاً منه وزن الماء المزاح (قاعدة أرشميدس) .

ويدخل فى حساب γ_{sub} الوزن النوعى G_s ونسبة الفراغات e :

$$\gamma_{sub} = \frac{W_{sub}}{V_{total}} = \frac{V_s \gamma_w (G_s - 1)}{V_s (1 + e)}$$

$$\gamma_{sub} = \frac{(G_s - 1)}{1 + e} \gamma_w$$

ويمكن تعيين γ_{sub} لأغلب الترب بالعلاقة التقريبية الآتية :

$$\gamma_{sub \text{ soil}} = \frac{1}{2} \gamma_{wet \text{ soil}}$$

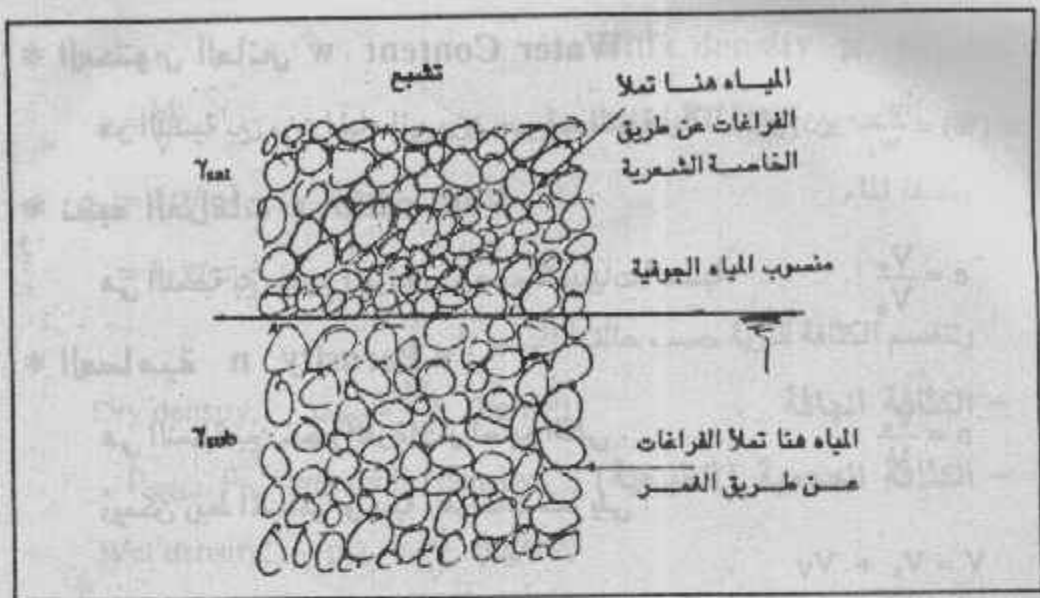
وذلك مع إهمال الخطأ الناتج من تطبيق هذه العلاقة . إما لحساب γ_{sub} بدقة فتستخدم العلاقات الآتية :

$$\gamma_{sub \text{ soil}} = \gamma_{sat \text{ soil}} - \gamma_w$$

$$\gamma_{sub \text{ soil}} = \gamma_{sat \text{ soil}} - 62.4 \quad (\text{in pcf})$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - 1 \quad \text{g/cm}^3 \text{ or t/cm}^3$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - 9.81 \quad \text{kN/m}^3$$



شكل (٢-٤) حالة التشبع والغمر

ولمعرفة الفرق بين γ_{sub} ، γ_{sat} أو حالة التشبع وحالة الغمر نلاحظ الرسم المرفق ، حيث أن المياه تملأ فراغات التربة تحت منسوب المياه الجوفية عن طريق الغمر حيث التربة مغمورة وتخضع لقاعدة أرشميدس .

أما التربة فوق منسوب المياه الجوفية فإن المياه تملأ فراغاتها عن طريق ظاهرة الخاطفة الشعريه إلى أن تملأ كل فراغاتها (حالة تشبع) ويحدث ذلك في التربة الناعمة حيث حجوم الفراغات صغيرة بما يمثل الأنابيب الرفيعة في الخاطفة الشعريه . وحينما تملأ المياه جزء من فراغات التربة وليس كل الفراغات فتكون التربة في هذه الحالة مبللة (وتستخدم هنا γ_{wet}) وحينما لا توجد أي مياه في فراغات التربة تكون التربة في هذه الحالة جافة (وتستخدم γ_{dry}) .

ويجب ملاحظة أن وحدة الوزن للماء γ_w المستخدمة في علاقات الوزن بالحجم يمكن التعويض عنها بالقيم الآتية :

$$\gamma_w = 62.4 \text{ pcf}$$

$$\gamma_w = 9.81 \text{ K N/m}^3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ gm/cm}^3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

* المحتوى المائى w Water Content

هو النسبة بين وزن المياه إلى وزن حبيبات التربة

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

* نسبة الفراغات e Void ratio

هى النسبة بين حجم الفراغات وحجم الحبيبات الصلبة

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

* المسامية n Porosity

هى النسبة بين حجم الفراغات والحجم الكلى .

$$n = \frac{V_v}{V}$$

ويمكن ربط المسامية ونسبة الفراغات كما يلى :

$$V = V_s + V_v$$

$$n = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{V_v/V_s}{V_s/V_s + V_v/V_s} = \frac{e}{1+e} \quad , \quad e = \frac{n}{1-n}$$

* درجة التشبع S Degree of saturation

هى النسبة بين حجم المياه إلى حجم الفراغات .

$$S (\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

* المحتوى الهوائى Ac Air content

هو النسبة بين حجم الهواء إلى الحجم الكلى .

$$A = \frac{V_a}{V}$$

* الحجم النوعى v Specific Volume

هو الحجم الكلى للتربة الذى يحتوى على وحدة الحجم من الحبيبات الصلبة :

$$v = 1 + e$$

* الوزن النوعى G_s لحبيبات التربة Specific gravity of solids

هو النسبة بين وحدة الوزن لحبيبات التربة الصلبة إلى وحدة الوزن للماء .

$$G_s = \frac{M_s}{V_s \rho_w} \quad \text{or} \quad G_s = \frac{M_s}{V_s \rho_w} = \frac{W_s}{V_s \gamma_w}$$

* الكثافة ρ Bulk density :

$$\rho = \frac{M}{V}$$

هي النسبة بين الكتلة الكلية والحجم .

$$\rho_w = 1 \text{ t/m}^3$$

وكثافة الماء

$$= 1 \text{ g/cm}^3$$

وتنقسم الكثافة للتربة حسب حالتها إلى ما يلي :

- الكثافة الجافة . Dry density, $\rho_{dry} = \frac{M_s}{V}$ (kg/m³)

- الكثافة الحجمية (الطبيعية) wet (bulk) density ρ_{wet} , ρ_b

Wet density, $\rho_{wet} = \frac{M}{V}$ (kg/m³)

- الكثافة المشبعة ρ_{sat} Saturated density

* في حالة التشبع التام : $S = 1$

$$\rho_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \rho_w$$

* في حالة التربة الجافة تماما : $S = 0$

$$\rho_d = \frac{G_s}{1 + e} \rho_w$$

* في الحالة الطبيعية أو المبللة (الكثافة الحجمية) :

$$\rho_b = \frac{G_s + S_r e}{1 + e} \rho_w \quad \text{or} \quad \rho_b = \frac{G_s (1 + w)}{1 + e} \rho_w$$

* علاقات أساسية Basic relationships :

* العلاقة بين G_s , S , e , w :

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{W_w \gamma_w}{V_v} = \frac{w G_s \gamma_w / \gamma_w}{e} = \frac{w G_s}{e}$$

من التعاريف السابقة وبطريقة أخرى :

$$W_w = V_w G_w \gamma_w = V_w \gamma_w$$

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w}$$

وبقسمة الطرفين على V_s

$$\frac{V_w}{V_s} = \frac{W_w}{V_s \gamma_w}$$

ويضرب الطرف الأيسر في $\frac{V_v}{V_v}$

$$\frac{V_w}{V_s} \times \frac{V_v}{V_v} = \frac{W_w}{V_s \gamma_w}$$

$$\frac{V_w}{V_v} \times \frac{V_v}{V_s} = \frac{W_w}{V_s \gamma_w}$$

$$S.e = w \left(\frac{W_s}{V_s \gamma_w} \right)$$

$$Se = w G_s$$

* العلاقة بين e, V_T, V_s :

$$V = V_s + V_v, \quad e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$V = V_s + e V_s = V_s (1 + e)$$

$$V_s = \frac{V}{1 + e}$$

أو

* علاقات وحدة الأوزان:

- وحدة الأوزان الجافة:

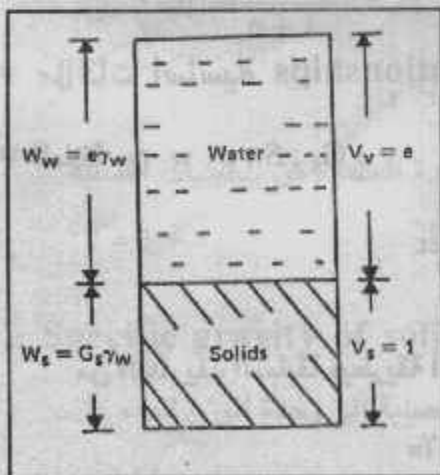
$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e}$$

أو بطريقة أخرى:

$$\text{Also, since } \gamma_{dry} = \frac{W_s}{V_T}$$

$$\gamma_{dry} = \frac{V_s G_s \gamma_w}{V_T} = \frac{V_s G_s \gamma_w}{V_s (1 + e)} = \frac{G_s \gamma_w}{(1 + e)}$$

- وحدة الأوزان المشبعة كما في شكل (٥-٢)



شكل (٥-٢) حالة تشبع

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1 + e}$$

وبطريقة أخرى تصبح γ_{sat} كما يلي :

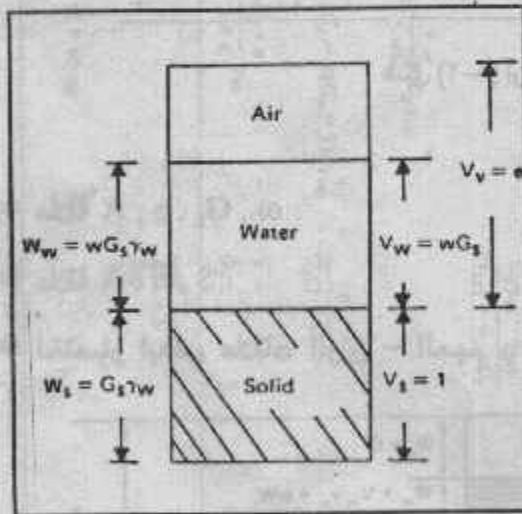
للتربة المشبعة تماما :

$$\begin{aligned} \gamma_{sat} &= \frac{W_T}{V_T} = \frac{W_s + W_w}{V_s (1 + e)} \\ &= \frac{V_s G_s \gamma_w + V_w \gamma_w}{V_s (1 + e)} = \frac{V_s G_s \gamma_w + e V_s \gamma_w}{V_s (1 + e)} \\ &= \frac{(G_s + e) \gamma_w}{(1 + e)} \end{aligned}$$

- وحدة الأوزان المبللة أو الرطبة أو الطبيعية ، شكل (٦-٢) .

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s \gamma_w + w G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + e}$$

أو



$$\gamma = \frac{G_s (1 + w)}{1 + e} \gamma_w$$

$$\gamma = \frac{G_s + S e}{1 + e} \gamma_w$$

- وحدة الأوزان المغمورة حينما

تكون التربة مشبعة بالماء نتيجة غمرها به (أى وجودها تحت منسوب المياه الجوفية)

$$\gamma_{sub} = \frac{G_s \gamma_w - \gamma_w}{1 + e} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w$$

أى أن

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

شكل (٦-٢) حالة عامة

* علاقات أخرى لوحدة الأوزان :

وحدة الأوزان الرطبة (المبللة) :

$$V_s = V - V_v = 1 - n.$$

$$W_w = w W_s = w (1 - n) G_s \gamma_w.$$

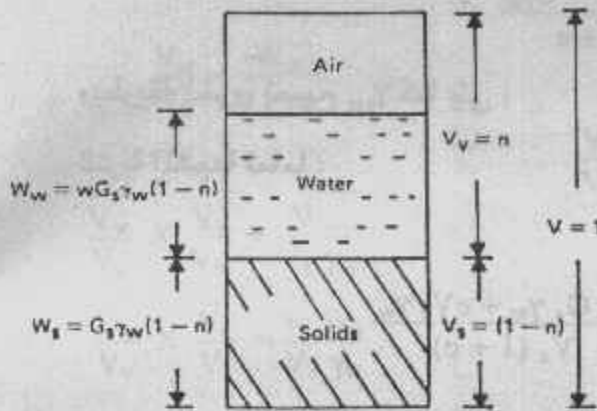
$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{(1 - n) G_s \gamma_w + w (1 - n) G_s \gamma_w}{1} = G_s \gamma_w (1 - n) (1 + w)$$

وحدة الأوزان الجافة :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = (1 - n) G_s \gamma_w$$

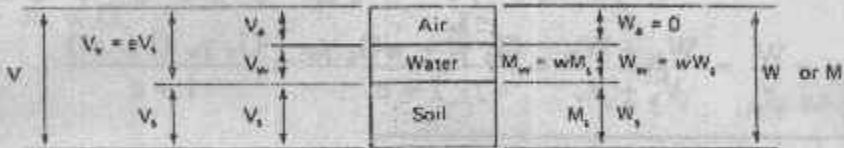
وحدة الأوزان المشبعة :

$$\begin{aligned} \gamma_{sat} &= \frac{W_s + W_w}{V} \\ &= (1 - n) G_s \gamma_w + n \gamma_w \\ &= [G_s - n (G_s - 1)] \gamma_w \end{aligned}$$



شكل (٧-٢) أوزان - حجم

* علاقة G بالكثافة :



شكل (٨-٢) أوزان - حجم

$$G_m = \frac{\rho}{\rho_w} = \frac{M}{V \rho_w} = \frac{\gamma}{\gamma_w} = \frac{W}{V \gamma_w}$$

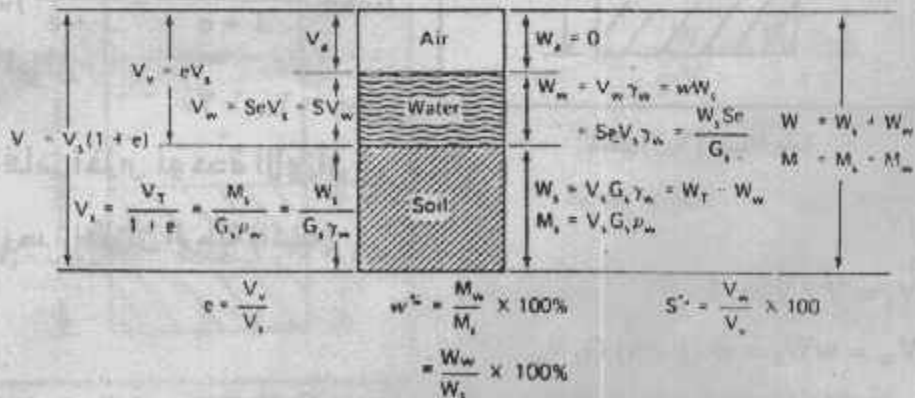
$$A = \frac{e - wG_s}{1 + e}$$

$$A = n(1 - S)$$

* علاقة ω, G_s, e, A

* علاقة S, n, A

* اختصار لبعض علاقات الوزن - الحجم ، الكتلة - الحجم



شكل (٩-٢) مختصر لعلاقات الوزن - الحجم ، الكتلة - الحجم

$Y_D: n$	$\frac{T_D}{(1-n)T_w}$	$T_D + nT_w$	$\frac{nT_w}{T_D}$	$\frac{n}{1-n}$
$Y_D: e$	$(1+e) \frac{T_D}{T_w}$	$\frac{eT_w}{1+e} + T_D$	$\frac{e}{1+e} \frac{T_w}{T_D}$	$\frac{e}{1+e}$
$Y_{S&I}: w$	$\frac{T_{S&I}}{T_w - w(T_{S&I} - T_w)}$	$\frac{T_{S&I}}{1+w}$	$\frac{wT_{S&I}}{(1+w)T_w}$	$\frac{wT_{S&I}}{T_w - w(T_{S&I} - T_w)}$
$Y_{S&I}: n$	$\frac{T_{S&I} - nT_w}{(1-n)T}$	$T_{S&I} - nT_w$	$\frac{nT_w}{T_{S&I} - nT_w}$	$\frac{n}{1-n}$
$Y_{S&I}: e$	$(1+e) \frac{T_{S&I} - e}{T_w}$	$T_{S&I} - \frac{e}{1+e} T_w$	$\frac{eT_w}{T_{S&I} + e(T_{S&I} - T_w)}$	$\frac{e}{1+e}$
$w: n$	$\frac{n}{(1-n)w}$	$\frac{n}{w} T_w$	$\frac{n}{w} \frac{1+w}{T_w}$	$\frac{n}{1-n}$
$w: e$	$\frac{e}{w}$	$\frac{e}{(1-e)w} T_w$	$\frac{e}{w} \frac{1+w}{1+e} T_w$	$\frac{e}{1+e}$

Example 2-1 : A sample of soil obtained from a test pit is one cubic foot in volume and weighs 140 lb. Calculate the water content, wet unit weight, and dry unit weight.



$$\text{weight of water} = W_w = 140 - 125 = 15 \text{ lb}$$

$$\text{weight of dry soil} = W_s = 125 \text{ lb}$$

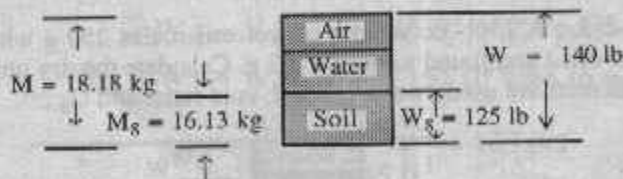
$$\text{total volume of sample} = V = 1.0 \text{ ft}^3$$

$$\text{wet unit weight} = \gamma_{\text{wet}} = \frac{W}{V} = \frac{140 \text{ lb}}{1.0 \text{ ft}^3} = 140 \text{ pcf}$$

$$\text{dry unit weight} = \gamma_{\text{dry}} = \frac{W_s}{V} = \frac{125 \text{ lb}}{1.0 \text{ ft}^3} = 125 \text{ pcf}$$

$$\text{water content} = w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{15 \text{ lb}}{125 \text{ lb}} = 0.12 = 12 \text{ percent}$$

Example 2-2 : Determine the wet density, dry unit weight, void ratio, water content, and degree of saturation for a sample of moist soil which has a mass of 18.18 kg and occupies a total volume of 0.009 m³. When dried in an oven, the dry mass is 16.13 kg. The specific gravity of the soil solids is 2.70.



$$\text{wet density, } \rho = \frac{M}{V} = \frac{18.18 \text{ kg}}{0.009 \text{ m}^3} = 2020 \text{ kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{dry unit weight, } \gamma_{\text{dry}} &= \frac{W_s}{V} = \frac{M_s (\gamma_w / \rho_w)}{V} = \frac{(16.13 \text{ kg}) \left(\frac{1 \text{ gm/cc}}{1 \text{ gm/cc}} \right)}{0.009 \text{ m}^3} \\ &= 1818 \text{ kg/m}^3 = 1.82 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3} \end{aligned}$$

$$= \left(1.82 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3}\right) \times \left(9.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 17.85 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{water content, } w = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% = \frac{(18.18 - 16.13) \text{ kg/m}^3}{16.13 \text{ kg/m}^3} 100\%$$

$$= 12.7\%$$

$$\text{void ratio, } e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.0031 \text{ m}^3}{0.0059 \text{ m}^3} = 0.53$$

$$[\text{where } V_s = \frac{M_s}{G_s \rho_w}]$$

$$= \frac{16.13 \text{ kg}}{(2.70) \left(1.0 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3} \times 10^6 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}^3} \times 0.001 \text{ kg/gm}\right)}$$

$$= \frac{16.13 \text{ kg}}{2.70 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0.0059 \text{ m}^3}$$

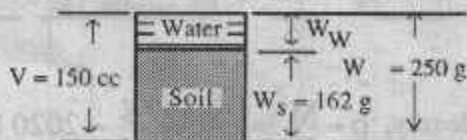
$$\text{and } V_v = V_t - V_s$$

$$= 0.009 \text{ m}^3 - 0.0059 \text{ m}^3$$

$$= 0.0031 \text{ m}^3]$$

$$\text{degree of saturation, } S \% = \frac{w G_s}{e} = \frac{(0.127)(2.70)}{(0.53)} \times 100 \% = 64.7 \%$$

Example 2-3 : A 150 - cc sample of wet soil scales 250 g when 100 percent saturated. It is oven-dried and found to weigh 162 g. Calculate the dry unit weight (really density, since gram units are used), water content, void ratio, and G_s .



$$\gamma_{\text{dry}} = \frac{W_s}{V} = \frac{162 \text{ g}}{150 \text{ cm}^3} \cdot 1.08 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$$

$$= (1.08 \text{ g/cm}^3) \left(62.4 \frac{\text{lb/ft}^3}{\text{g/cm}^3}\right) = 67.5 \text{ pcf}$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{250 \text{ g} - 162 \text{ g}}{162 \text{ g}} = 0.543 = 54.3 \text{ percent}$$

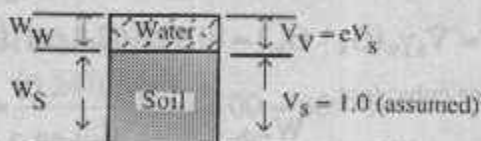
$$V_w = \frac{W_w}{G_w \gamma_w} = \frac{250 \text{ g} - 162 \text{ g}}{(1.0)(1.0 \text{ g/cm}^3)} = 88 \text{ cm}^3 = V_v \quad \text{for this problem, since for 100\% saturation all voids are filled with water}$$

$$V_s = V_T - V_v = 150 \text{ cm}^3 - 88 \text{ cm}^3 = 62 \text{ cm}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{88 \text{ cm}^3}{62 \text{ cm}^3} = 1.42$$

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} = \frac{162 \text{ g}}{(62 \text{ cm}^3)(1.0 \text{ g/cm}^3)} = 2.61$$

Example 2-4 : Laboratory test data on a sample of saturated soil show that the void ratio is 0.45 and the specific gravity of soil solids is 2.65. For these conditions, determine the wet unit weight of the soil and its water content.



This sample is saturated; thus all voids are filled with water.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = 0.45$$

but V_v and V_s are not known. On the block diagram, assume that V_s is unity. Therefore

$$V_T = V_s + eV_s = 1.0 + 0.45 = 1.45$$

As a result,

$$W_s = V_s G_s \gamma_w = (1.0)(2.65)(62.4 \text{ pcf}) = 165 \text{ lb}$$

and

$$W_w = V_w \gamma_w = (0.45 \text{ ft}^3)(62.4 \text{ pcf}) = 28 \text{ lb}$$

from which

$$W_T = W_s + W_w = 165 \text{ lb} + 28 \text{ lb} = 193 \text{ lb}$$

$$\gamma_{\text{wet}} = \frac{W_T}{V_T} = \frac{193 \text{ lb}}{1.45 \text{ ft}^3} = 133 \text{ pcf}$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{28 \text{ lb}}{165 \text{ lb}} = 0.17 = 17 \text{ percent}$$

574*

Example 2-5 : An undisturbed, one-cubic-foot volume of soil obtained from a test pit found to have a wet weight of 103.2 lb. The dry weight of the sample is 84.5 lb. What would be the effective unit weight of such a soil if it were submerged below the ground water table? The specific gravity of the soil is determined to be 2.70.

the effective submerged weight is approximately

$$\gamma_{\text{sub}} = \frac{1}{2} \gamma_{\text{wet}} = \frac{1}{2} (103.2 \text{ pcf}) = 52 \text{ pcf}$$

An accurate determination is as follows :

$$V_s = \frac{W_s}{G_s \gamma_w} = \frac{84.5 \text{ lb}}{(2.70)(62.4 \text{ pcf})} = 0.50 \text{ ft}^3$$

$$V_v = V_T - V_s = 1.0 \text{ ft}^3 - 0.50 \text{ ft}^3 = 0.50 \text{ ft}^3$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.50}{0.50} = 1.00$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{sub}} &= \left(\frac{G_s - 1}{1 + e} \right) \gamma_w \\ &= \left(\frac{2.70 - 1}{1 + 1.0} \right) (62.4 \text{ pcf}) = 53.2 \text{ pcf} \end{aligned}$$

or submerged weight,

$$W_{\text{sub}} = V_s \gamma_w (G_s - G_w) = (0.50)(62.4 \text{ pcf})(1.70) = 53.2 \text{ lb}$$

and for a volume of one cubic foot,

$$\gamma_{\text{sub}} = \frac{W_{\text{sub}}}{V_T} = \frac{53.2 \text{ lb}}{1.0 \text{ cf}} = 53.2 \text{ pcf}$$

Example 2-6 : Assume that a one-cubic-foot volume of soil similar to the soil from the preceding illustration is excavated from a location below the water table. The soil is now 100 percent saturated. What saturated weight would be expected ?

$$\gamma_{\text{sub}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

$$\text{or } \gamma_{\text{sat}} = \gamma_{\text{sub}} + \gamma_w = 53.2 \text{ pcf} + 62.4 \text{ pcf} = 115.6 \text{ pcf}$$

Example 2-7 : For a soil in natural state, given $e = 0.8$, $w = 24\%$, and $G_s = 2.68$.

- (a) Determine the moist unit weight, dry unit weight, and degree of saturation.
 (b) If the soil is made completely saturated by adding water, what would its moisture content be at that time ? Also find the saturated unit weight.

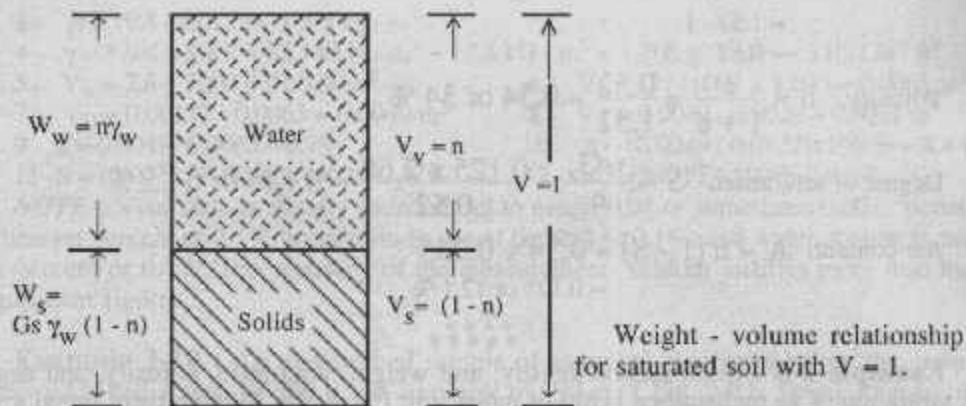
SOLUTION Part (a) :

the moist unit weight is

$$\gamma = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + e}$$

Since $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$,

$$\gamma = \frac{(2.68)(9.81)(1 + 0.24)}{1 + 0.8} = 18.11 \text{ kN/m}^3$$



the dry unit weight is

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + e} = \frac{(2.68)(9.81)}{1 + 0.8} = 14.61 \text{ kN/m}^3$$

From Eq. (1.13), the degree of saturation is

$$S (\%) = \frac{w G_s}{e} \times 100 = \frac{(0.24)(2.68)}{0.8} \times 100 = 80.4 \%$$

Part (b): for saturated soils, $e = wG_s$, or

$$w (\%) = \frac{e}{G_s} \times 100 = \frac{0.8}{2.68} \times 100 = 29.85 \%$$

the saturated unit weight is

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{G_s \gamma_w + e\gamma_w}{1 + e} = \frac{9.81(2.68 + 0.8)}{1 + 0.8} = 18.97 \text{ kN/m}^3$$

Example :

In its natural condition a soil sample has a mass of 2290 g and a volume of $1.15 \times 10^{-3} \text{ m}^3$. After being completely dried in an oven the mass of the sample is 2035 g. The value of G_s for the soil is 2.68. Determine the bulk density, unit weight, water content, void ratio, porosity, degree of saturation and air content.

$$\text{Bulk density, } \rho = \frac{M}{V} = \frac{2.290}{1.15 \times 10^{-3}} = 1990 \text{ kg/m}^3 \left(1.99 \text{ Mg/m}^3 \right)$$

$$\begin{aligned} \text{Unit weight, } \gamma &= \frac{Mg}{V} = 1990 \times 9.8 = 19,500 \text{ N/m}^3 \\ &= 19.5 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Water content, } w = \frac{M_w}{M_s} = \frac{2290 - 2035}{2035} = 0.125 \text{ or } 12.5 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Void ratio, } e &= G_s \left((1 + w) \frac{\rho_w}{\rho} - 1 \right) \\ &= \left(2.68 \times 1.125 \times \frac{1000}{1990} \right) - 1 \\ &= 0.29 \end{aligned}$$

$$= 1.52 - 1$$

$$= 0.52$$

$$\text{Porosity, } n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0.52}{1.52} = 0.34 \text{ or } 34\%$$

$$\text{Degree of saturation, } S = \frac{wG_s}{e} = \frac{0.125 \times 2.68}{0.52} = 0.645 \text{ or } 64.5\%$$

$$\text{Air content, } A = n(1 - S) = 0.34 \times 0.355$$

$$= 0.121 \text{ or } 12.1\%$$

Example 2-8 : Compute the density, unit weight, void ratio, porosity, and degree of saturation of an undisturbed prism of moist soil, Fig. 2-9 a. Measurement found a volume of 0.0112 m^3 and a mass of 19.8 kg . After oven-drying at 105°C , the mass was 17 kg . The average specific gravity of solids was 2.69 .

- 1 - $V = 0.0112 \text{ m}^3$, $M = 19.8 \text{ kg}$, $G_s = 2.69$, $M_s = 17 \text{ kg}$, Fig. 2-9 a.
- 2 - $M_w = 19.8 - 17 = 2.8 \text{ kg}$.

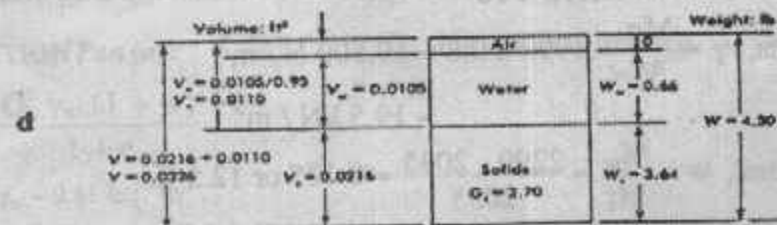
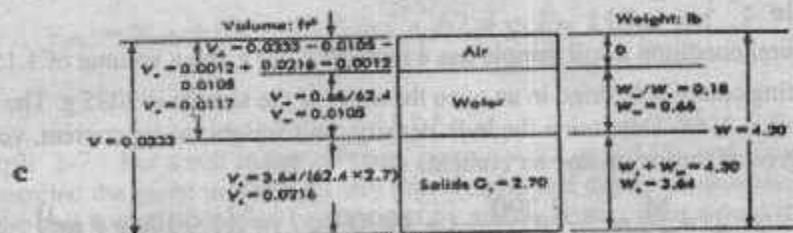
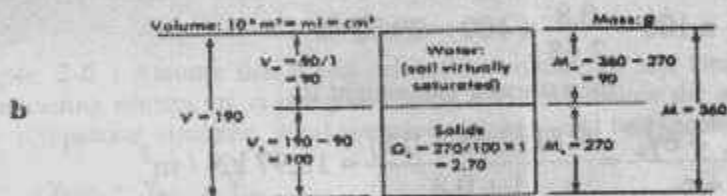
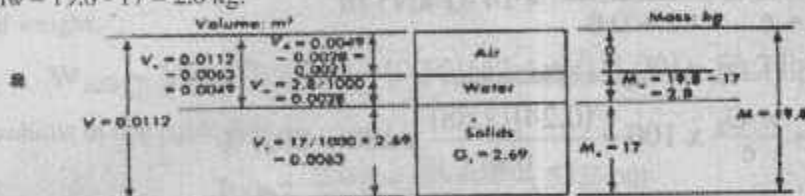


Fig. 2-9 : Computing phase relationships with the aid of block diagrams : (a) example 2-10 (b) Example 2-10 and 11 with $G_s = 2.80$, (c) Example 12 after initial compaction, and (d) Example 2-12 after added compaction.

شکل (۱-۲) مثال

- 3 - $\rho = 19.8 / 0.0122 = 1768 \text{ kg/m}^3$.
- 4 - $\gamma = 1768 \times 9.81 = 17,340 \text{ N/m}^3 = 17.3 \text{ kN/m}^3 = 1.768 \text{ g/cm}^3 = 110.3 \text{ lb/ft}^3$.
- 5 - $V_w = 2.8 \div 1000 = 0.0028 \text{ m}^3$
- 6 - $V_s = 17 / (1000 \times 2.69) = 0.0063 \text{ m}^3$
- 7 - $V_v = 0.00112 - 0.0063 = 0.0049 \text{ m}^3$
- 8 - $V_A = 0.0049 - 0.0028 = 0.0021 \text{ m}^3$
- 9 - $e = 0.0049 / 0.0063 = 0.78$
- 10 - $n = (0.0049 / 0.0122) \times 100\% = 4.4\%$
- 11 - $S = (0.0028 / 0.0049) \times 100\% = 57\%$
- 12 - $w = (2.8 / 17) \times 100\% = 16.5\%$

NOTE : Void ratio is usually rounded out to nearest 0.01 or sometimes 0.001; porosity to nearest percent or 0.1%; saturation to nearest percent or 0.1%; and water content to nearest percent or 0.1%. The accuracy of the measurements seldom justifies more than three significant figures.

Example 2-10 : An undisturbed sample of saturated clay from below the ground-water table had a mass of 360 g and a volume of 190 cm^3 , Fig. 2-9 b. Dried, its mass was 270 g. Find the density, unit weight, weight, water content, void ratio, porosity, and specific gravity of solids.

- 1 - $V = 190 \text{ cm}^3 = 190 \times 10^{-6} \text{ m}^3$, $M = 360 \text{ g}$, $M_s = 270 \text{ g}$.
- 2 - $\rho = 360 / 190 \times 10^{-6} = 1,895,000 \text{ g/m}^3 = 1895 \text{ kg/m}^3$.
- 3 - $M_w = 360 - 270 = 90 \text{ g}$.
- 4 - $w = 90 / 270 \times 100\% = 33\%$.
- 5 - $V_w = 90 / 10^6 = 90 \times 10^{-6} \text{ m}^3 = V_v$ (saturated).
- 6 - $V_s = 190 \times 10^{-6} - 90 \times 10^{-6} = 100 \times 10^{-6} \text{ m}^3$.
- 7 - $e = 90 / 100 = 0.90$
- 8 - $n = (90 / 190) \times 100\% = 47\%$.
- 9 - $G_s = (M_s / V_s \rho_w) = 270 / (100 \times 10^{-6} \times 1 \times 10^6) = 2.70$.
- 10 - $\gamma = 18.59 \text{ kN/m}^3 = 1.895 \text{ gf/ml} = 118 \text{ lb/ft}^3$.

Example 2-11 : If the specific gravity of solids in Example 2-10 Fig. 2-9 b, were 0.1 higher, what would the water content, density, and unit weight be, assuming no difference in volumes;

- 1 - $V_s = 100 \times 10^{-6} \text{ m}^3$, $V_w = 90 \times 10^{-6} \text{ m}^3$, $G_s = 2.8$.
- 2 - $M_s = 100 \times 10^{-6} \times 2.8 \times 1 \times 10^6 = 280 \text{ g} = 0.28 \text{ kg}$.
- 3 - $w = 90 / 280 \times 100\% = 32\%$ (increased 3%).
- 4 - $\rho = (280 + 90) / 190 \times 10^{-6} = 1,947,000 \text{ g/m}^3 = 1947 \text{ kg/m}^3$ (increased 2%).
- 5 - $\gamma = 19.03 \text{ kN/m}^3$ (increased 2%).

NOTE : Small changes in G_s do not influence the other properties. For this reason, estimates of G_s are adequate for many computations.

Example 2-12 : A clayey soil is being compacted in a fill. Its water content is 18% and the specific gravity of solids is 2.70. An undisturbed sample of the soil, $1 / 30 \text{ ft}^3$, weighed 4.30 lb. Fig. 2-9 c. Compute the void ratio, porosity, degree of saturation, and weight of solids in a unit volume of soil. *

- 1 - $V = 0.0333 \text{ ft}^3$, $W = 4.30 \text{ lb}$; $w = 18\%$, $G_s = 2.70$.
- 2 - $W_w / W_s = 0.18$; $W_w + W_s = 4.30$; $W_s + 0.18 W_s = 4.30$
 $W_s = 3.64 \text{ lb}$; $W_w = 0.66 \text{ lb}$.
- 3 - $V_w = 0.65 / 62.4 = 0.0105$; $V_s = 3.64 / (62.4 \times 2.7) = 0.0216 \text{ ft}^3$.
- 4 - $V_A = 0.0333 - 0.0216 - 0.0105 = 0.0012 \text{ ft}^3$.
- 5 - $S = 0.0105 / (0.0012 + 0.0105) \times 100\% = 90\%$

- 6 - $e = (0.0012 + 0.0105) / 0.0216 = 0.54$.
 7 - $\gamma = 4.3 / 0.0333 = 129 \text{ lb / ft}^3 = 2.07 \text{ g / cm}^3 = 20.3 \text{ kN / m}^3$ $\rho = 2070 \text{ kg / m}^3$
 8 - $\gamma_d^* = 3.64 / 0.0333 = 109.3 \text{ lb / ft}^3 = 1.75 \text{ g / cm}^3 = 17.2 \text{ kN / m}^3$
 $\rho_d^* = 1750 \text{ kg / m}^3$

If further compaction can increase the degree of saturation to 95% , compute the increased density and reduced void ratio, assuming that the water content does not change, Fig. 2-9 d.

- 1 - $W = 4.30 \text{ lb}$; $W_s = 3.64 \text{ lb}$; $W_w = 0.66 \text{ lb}$; $S = 95\%$; $V_w = 0.0105 \text{ ft}^3$; $V_s = 0.021 \text{ ft}^3$
 2 - $S = V_w / V_u$; $0.95 = 0.0105 / V_u$; $V_u = 0.0110 \text{ ft}^3$.
 3 - $V = 0.0110 + 0.0216 = 0.0326 \text{ ft}^3$.
 4 - $\gamma = 4.30 / 0.0326 = 132 \text{ lb / ft}^3 = 2.11 \text{ gf / cm}^3 = 20.7 \text{ kN / m}^3$ $\rho = 2110 \text{ kg / m}^3$
 5 - $\gamma_d^* = 3.64 / 0.0326 = 112 \text{ lb / ft}^3 = 1.79 \text{ gf / cm}^3 = 17.6 \text{ kN / m}^3$
 $\rho_d^* = 1790 \text{ kg / m}^3$
 6 - $e = 0.0110 / 0.0216 = 0.51$.

* وحدة أوزان التربة وكثافة التربة غالباً ما يستخدمان كقيمة واحدة مع مراعاة الوحدات :

* تسميات التربة حسب قيمة S :

Dry	Soil	S = 0	, Saturated Soil	S = 1.
Damp	Soil	S ≤ 0.25		
Moist	Soil	S = 0.26 to 0.5		
Very Moist Soil		S = 0.51 to 0.75	, Wet Soil	S = 0.76 to 0.99

* بعض القيم الاسترشادية لوحدة الوزن ونسبة الفراغات :

جدول (٢-٢) قيم استرشادية e , γ_d

Soil type	Void ratio e		Dry unit weight γ_d			
	Maximum	Minimum	Minimum		Maximum	
			lb/ft ³	kN/m ³	lb/ft ³	kN/m ³
Gravel	0.6	0.3	103	16	127	20
Coarse sand	0.75	0.35	95	15	123	19
Fine sand	0.85	0.4	90	14	118	19
Standard Ottawa sand	0.8	0.5	92	14	110	17
Gravelly sand	0.7	0.2	97	15	128	22
silty sand	1	0.4	83	13	118	19
silty sand and gravel	0.85	0.15	90	14	144	23

* بعض القيم الاسترشادية لوحدة الوزن ونسبة الفراغات :

أغلب أنواع التربة الطبيعية تتراوح قيمة γG_s بين 2.57 → 2.65 وأحياناً تصل القيمة

إلى 2.

Soil type	G_s
Gravel	2.65 - 2.68
Sand	2.65 - 2.68
Silt	2.66 - 2.7
Clay	2.68 - 2.8

جدول (٣-٢) قيم استرشادية G_s

الباب الرابع

النفاذية والتسرب Permeability and Seepage

يسبب وجود المياه بالتربة مشاكل عديدة ، سواء أثناء التنفيذ أو بعد التنفيذ ، وحركة المياه داخل فراغات التربة أو ارتفاعها بالخاصة الشعرية يسبب متاعب تنفيذية ، وإذا ما أحتوت هذه المياه على بعض الأملاح الضارة كالكبريتات فإن تأثيرها يكون مدمراً على خرسانة الأساسات والمنشآت تحت الأرض ، وقد تتواجد المياه حول حبيبات التربة حيث تغلفها بصورة غير ملحوظة ، وتؤثر المياه أيضاً على المنشآت المتصلة بها عن طريق الضغط الهيدروستاتيكي للمياه Uplift pressure .

ودراسة نفاذية التربة وتسرب المياه فيها بهم الموضوعات الهندسية الآتية :

١ - حساب التسرب خلال أجسام السدود الترابية واتزان الميول .

٢ - المياه الجوفية المناسبة من الآبار .

٣ - حسب الضغط تحت المنشآت الهيدروليكية .

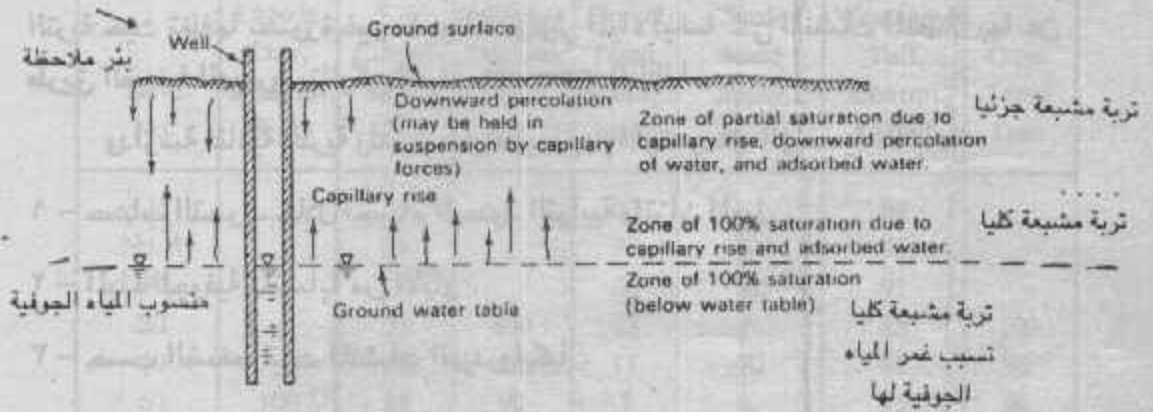
٤ - حساب معدل الهبوط للتربة المشبعة بالمياه .

الخاصية الشعرية Capillarity :

منسوب المياه الجوفية Ground water table هو المستوى الذي ترتفع إليه المياه الجوفية في بئر ملاحظة . وكل الفراغات الموجودة تحت منسوب المياه الجوفية تكون مملوءة بالمياه وفي هذه الحالة تكون التربة مغمورة Submerged (ويمكن استثناء بعض جيوب الغازات والهواء البسيطة) . أما فوق منسوب المياه الجوفية ولارتفاع معين تكون فراغات التربة مملوءة بالماء (مشبعة Full Saturated) ، وفوق هذه المنطقة توجد منطقة أخرى جزئية التشبع أى أن المياه تملأ جزء من الفراغات . والمياه التي ملئت الفراغات أو جزء منها فوق منسوب المياه الجوفية انتقلت إلى هذه الفراغات عن طريق الخاصية الشعرية Capillarity وتسمى التربة في هذه الحالة تربة مبللة moist soil . شكل (٤-١) . إذن الخاصية الشعرية : هي ظاهرة انتقال المياه أعلى منسوب المياه الجوفية وضد اتجاه الجاذبية الأرضية .

وتنتقل المياه في التربة بالخاصة الشعرية داخل ما يسمى بالأنابيب الشعرية

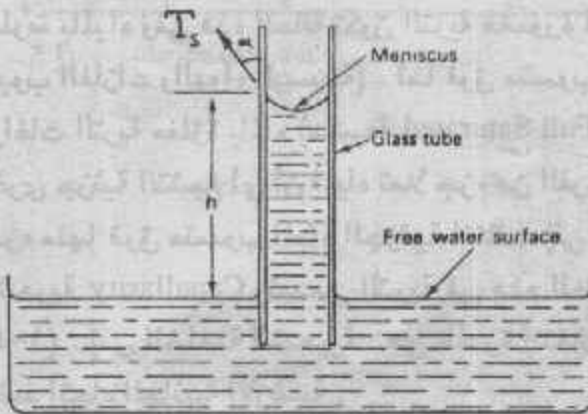
والمكونة من الفراغات بين حبيبات التربة ويكون ارتفاع المياه بقوة الشد السطحي Surface tension . ويتناسب ارتفاع المياه الشعرية Capillary rise مع دقة ونعومة حبيبات التربة . وتكون الطبقة المشبعة بسلك أقل من ارتفاع المياه الشعرية لأن هذه الطبقة يعلوها طبقة أخرى ذات تشبع جزئي ويكون مجموع سمك الطبقة المشبعة كلياً والطبقة المشبعة جزئياً مساوياً ارتفاع المياه الشعرية .



شكل (٤-١) توزيع الماء في التربة

المياه في الأنابيب الشعرية :

المياه الشعرية دائماً في حالة اتزان حتى لو فقدت جزء منها بطريق التبخر فإنها تعوضه بسحب جزء آخر بدلاً من المتبخر منها . ولذلك يحدث سريان مستمر للماء للمحافظة على حالة الإمتزان ولدراسة إمتزان المياه الشعرية ترجع إلى الشكل (٤-٢) حيث يوجد إناء به ماء حر وإنبوبة رفيعة رأسية . وترتفع المياه



شكل (٤-٢) الخاصية الشعرية

الشعرية في الأنبوية الرقيقة لارتفاع معين ثم يحدث الاتزان بين عامود الماء والشد السطحي T_s الموزع مماساً لسطح الماء في الأنبوية أى مانلاً نظراً لتقعر سطح الماء في الأنبوية الشعرية . والقوة الرأسية تساوى :

$$(2 \pi r) (T_s) \times (\cos \alpha)$$

حيث α هي زاوية ميل مماس التقعر وجدار الأنبوية وفي حالة الماء يكون مماس التقعر على سطح جدار الأنبوية أى أن $\alpha = 0$ أو $\cos \alpha = 1$ وحيث r قطر الأنبوية فإن القوة الرأسية تساوى :

أما وزن عمود المياه في الأنبوية فيساوى :

$$(2 \pi r) (T_s)$$

where r is the radius of the capillary tube .

أما وزن عمود المياه في الأنبوية فيساوى :

$$(\pi r^2) \times (h) \times (\rho) \times (g)$$

where h = height of the column of water

ρ = density of water, mass per volume, taken as 1 gm/cm^3 or 1.95 slugs/ft^3 .

g = acceleration of gravity, 980 cm/sec^2 or 32.2 ft/sec^2 .

وإذا كان h_c هو أقصى ارتفاع للمياه الشعرية ففي حالة الاتزان يكون :

$$(2 \pi r) (T_s) = \pi r^2 h_c \frac{(\text{weight})}{(\text{volume})}$$

$$= \pi r^2 h_c \gamma_w$$

where γ_w = unit weight of water, taken as 62.4 pcf or 980

dynes/cm^3 .

إذن أقصى ارتفاع للمياه الشعرية هو :

$$h_c = \frac{(2 \pi r) (T_s)}{(\pi r^2) (\rho) (g)} = \frac{2 T_s}{(r) (\rho) (g)} = \frac{2 T_s}{r (\gamma_w)} = \frac{4 T_s}{d (\gamma_w)}$$

where d = the diameter of the capillary tube .

وحيث أن التوتر السطحي T_s للمياه معروف قيمته فإن المعادلة السابقة في حالة تطبيقها للتربة تكون :

$$h_c = \frac{0.31}{d} \text{ cm (approximately)}$$

provided that d is in centimeters .

والمثال رقم (٤-١) توضيحي لحساب h_c :

Example 4.1 : Compute the height of capillary rise for water in a tube having a diameter of 0.005 cm .

In metric units :

$$h_c = \frac{4 T_s}{(d) (\rho) (g)} = \frac{(4) (73 \frac{\text{dynes}}{\text{cm}})}{(0.005 \text{ cm}) (1 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3}) (980 \frac{\text{cm}}{\text{sec}^2})}$$

$$\cong 60 \text{ cm} \cong 2 \text{ feet}$$

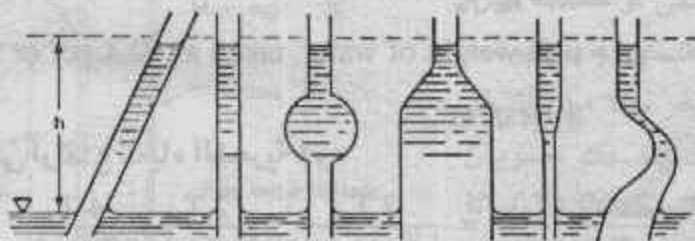
In customary or British units :

$$0.005 \text{ cm} = \frac{0.005 \text{ cm}}{(2.54 \frac{\text{cm}}{\text{in.}}) (12 \frac{\text{in.}}{\text{ft}})} = 1.64 \times 10^{-4} \text{ ft}$$

$$h_c = \frac{4 T_s}{d \gamma_w} = \frac{(4) (0.005 \text{ lb/ft})}{(1.64 \times 10^{-4} \text{ ft}) (62.4 \text{ pcf})} \cong 2 \text{ ft}$$

وارتفاع المياه الشعرية لا يتأثر بميل واتجاه الأنابيب الشعرية أو شكلها أو حجمها

شكل (٤-٣) .



شكل (٤-٣) نظرية الأواني المستطرقة

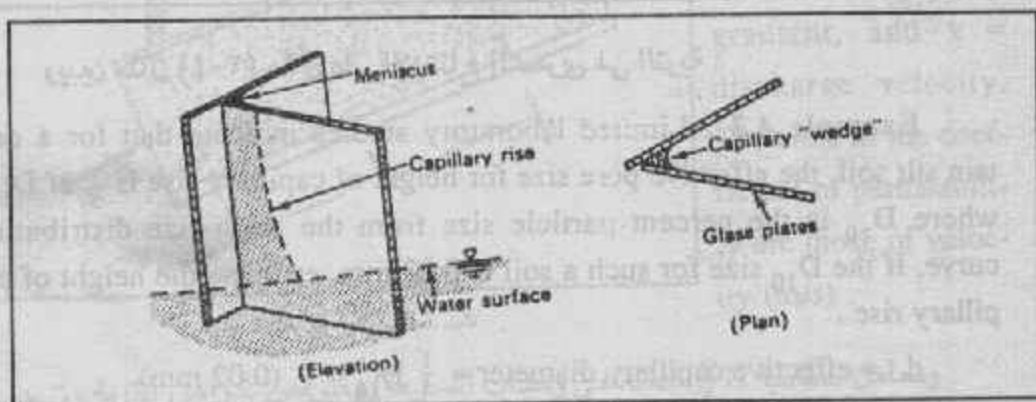
والمياه في الأعمدة الشعرية تكون في حالة شد Tension .

وهذا الشد يتلاشى عند أقصى ارتفاع h_c .

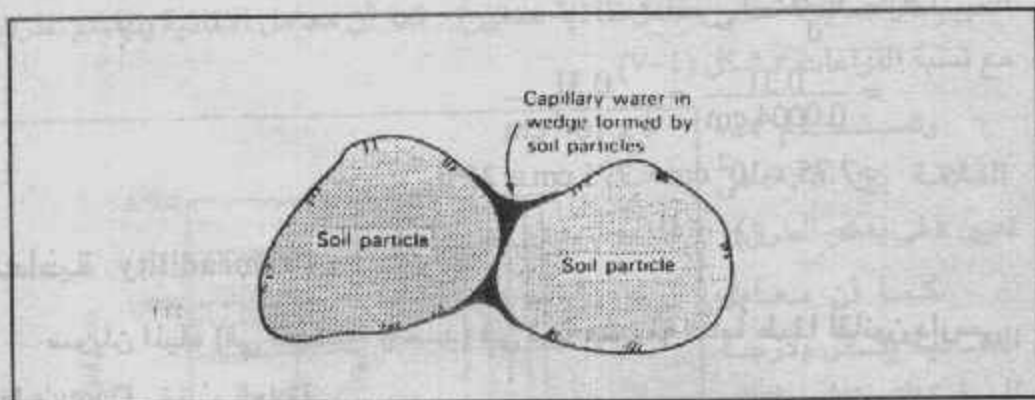
والارتفاع الشعري ليس محدوداً بانبوية على أى شكل . ولكن يحدث أيضا بين لوحى زجاج متعامدين ويصنع بينهما شكل حرف V ، شكل (٤-٤) وقد يحدث نفس الشكل بين الحبيبات أيضا كما فى شكل رقم (٥-٤) .

الارتفاع الشعري فى التربة Capillary Rise :

فى التربة شكل الفراغات بين الحبيبات يختلف عن الأنابيب الشعرية والفراغات قد تكون حادة متميزة الشكل والحجم وفى جميع الاتجاهات الشعرية على التربة لسهولة تساطتها .



شكل (٤-٤) الارتفاع الشعري فى الأركان



شكل (٥-٤) المياه الشعرية عند حافة التماس

وجداول (١-٤) يبين بعض القيم التقريبية للارتفاع الشعري لأنواع التربة الرئيسية.

جدول (٤-١) الارتفاع الشعري لأنواع التربة

Soil Type	REPRESENTATIVE HEIGHTS OF CAPILLARY RISE IN SOILS	
	Approximate Capillary Heights	
	cm	ft
Small gravel	2-10	0.1-0.4
Coarse sand	15	0.5
Fine sand	30-100	1-3
Silt	100-1000	3-30
Clay	1000-3000	30-90

ويبين مثال (٤-٢) مثال على الإرتفاع الشعري في التربة :

Example 4.2 : Limited laboratory studies indicate that for a certain silt soil, the effective pore size for height of capillary rise is $\frac{1}{3}$ of D_{10} , where D_{10} is the percent particle size from the grain-size distribution curve. If the D_{10} size for such a soil is 0.02 mm, estimate the height of capillary rise .

$$d = \text{effective capillary diameter} = \frac{1}{3} D_{10} = \frac{1}{3} (0.02 \text{ mm}) \\ = 0.004 \text{ mm} = 0.0004 \text{ cm}$$

$$h_c = \frac{0.31}{d} \\ = \frac{0.31}{0.0004 \text{ cm}} = \frac{0.31}{4 \times 10^{-4} \text{ cm}} \\ = 7.75 \times 10^2 \text{ cm} = 775 \text{ cm} \approx 25 \text{ ft.}$$

: Permeability النفاذية

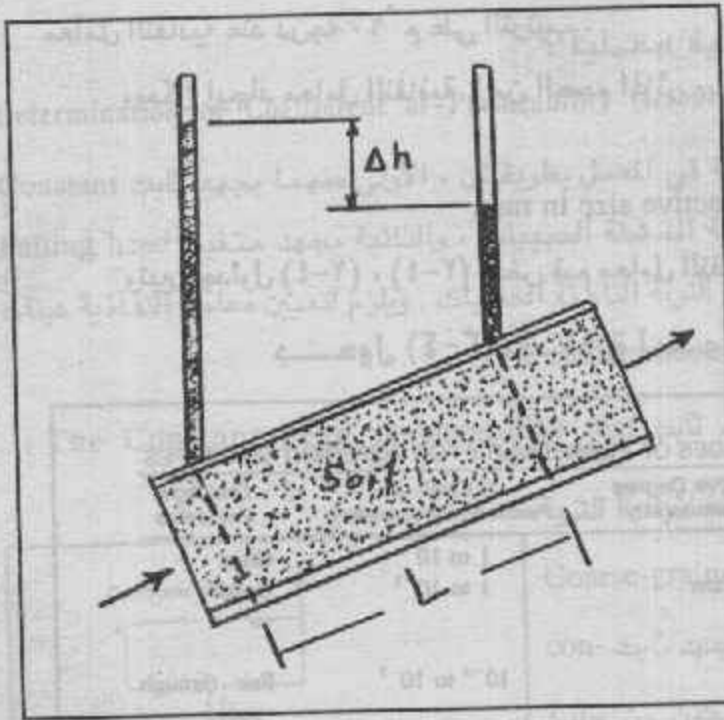
سريان المياه (في اتجاه واحد) في تربة مشبعة تماماً طبقاً لقانون دارسي

: يخضع للعلاقة Darcy's law

$$q = Aki$$

or

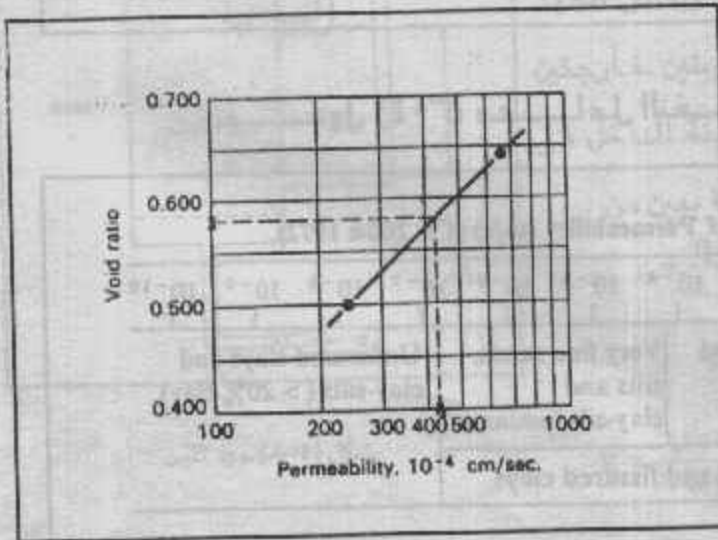
$$n = \frac{q}{A} = ke \quad i = \frac{\Delta h}{L}$$



شكل (٦-٤) النفاذية

where q = volume of water flowing per unit time, A = cross-sectional area of soil corresponding to the flow q , k = coefficient of permeability, i = hydraulic gradient, and v = discharge velocity. The units of the coefficient of permeability are those of velocity (m/s).

ومعامل النفاذية K (وحداته هي وحدات السرعة) يعبر عن خواص التربة من حيث النفاذية. ومعامل النفاذية يعتمد على توزيع التدرج الحبيبي وتركيب التربة (حيث الحبيبات الصغيرة تعطي معامل نفاذية صغير). كما أن معامل النفاذية يتناسب طردياً مع نسبة الفراغات c شكل (٧-٤).



شكل (٧-٤) علاقة النفاذية بنسبة الفراغات

وتستخدم هذه العلاقة بين c , k في تعيين k في بعض الطرق. كما أن معامل النفاذية يتأثر بدرجة الحرارة التي تؤثر بالتالي في لزوجة الماء فمثلاً معامل النفاذية عند درجتى 10° م، صفر هو 77% ، 56% من قيمة

معامل النفاذية عند درجة ٢٠ م على الترتيب .

ويمكن إيجاد معامل النفاذية k من الحجم المؤثر D_{10} من العلاقة العملية :

$$k = 10^{-2} D_{10}^2 \quad (\text{m/s})$$

where D_{10} is the effective size in mm.

وتبين جداول (٣-٤) ، (٤-٤) بعض قيم معامل النفاذية لعدة أنواع من التربة .

جدول (٣-٤) نفاذية أنواع التربة

TYPICAL RANGES OF PERMEABILITY FOR DIFFERENT SOIL TYPES			
Soil Type	Relative Degree of Permeability	k , Coeff. of Permeability (cm/sec)	Drainage Properties
Clean gravel	High	1 to 10	Good
Clean sand, sand and gravel mixtures	Medium	1 to 10^{-3}	Good
Fine sands, silts	Low	10^{-3} to 10^{-5}	Fair through poor
Sand-silt-clay mixtures, glacial tills	Very low	10^{-4} to 10^{-7}	Poor through practically impervious
Homogeneous clays	Very low to practically impermeable	Less than 10^{-7}	Practically impervious

Note: To convert cm/sec to ft/min, multiply cm/sec by 2; i.e., 1 cm/sec = 2 ft/min; also ft/day = cm/sec $\times 3 \times 10^5$.

جدول (٣-٤) معامل النفاذية

Coefficient of Permeability (m/s) (CP 2004: 1972)										
	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}
Clean gravels	Clean sands and sand-gravel mixtures			Very fine sands, silts and clay-silt laminate			Unfissured clays and clay-silts (> 20% clay)			
	Desiccated and fissured clays									

تعيين معامل النفاذية معمليا :

Determination of Coefficient of Permeability (Laboratory Methods.) :

يعين معامل النفاذية في المعمل بطريقتين ، الأولى منهما بجهد ثابت Constant head permeability ، والثانية بجهد متغير Falling head permeability ، وتستخدم للتربة الخسنة الحبيبات ، ويلزم لتعيين معامل النفاذية عينات طبيعية غير مقلقة undisturbed sample .

(١) اختبار النفاذية بجهد ثابت : The Constant head permeability test

لتعيين معامل النفاذية k للتربة

الخسنة الحبيبات Coarse-grained Soil يستخدم اختبار النفاذية بجهد ثابت constant head ، والجهاز يتكون من خلية لاحتواء عينة التربة ويتصل بهذه الخلية خزان مياه عالي فيه مياه على منسوب ثابت دائما والخزان على ارتفاع ثابت من خلية العينة شكل (٤-٨) ، ويقاس الجهد head الثابت بواسطة انبويتين خارجيتين من أعلى وأسفل العينة الداخل في

الحساب ، ومعامل النفاذية يعين من :

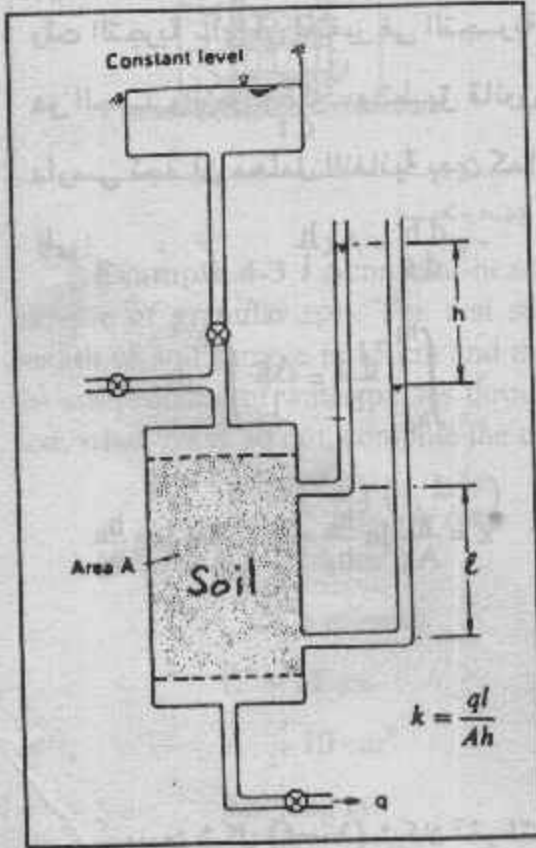
$$k = \frac{q l}{A h} \quad q = \text{التصرف}$$

$$= V / t$$

أو

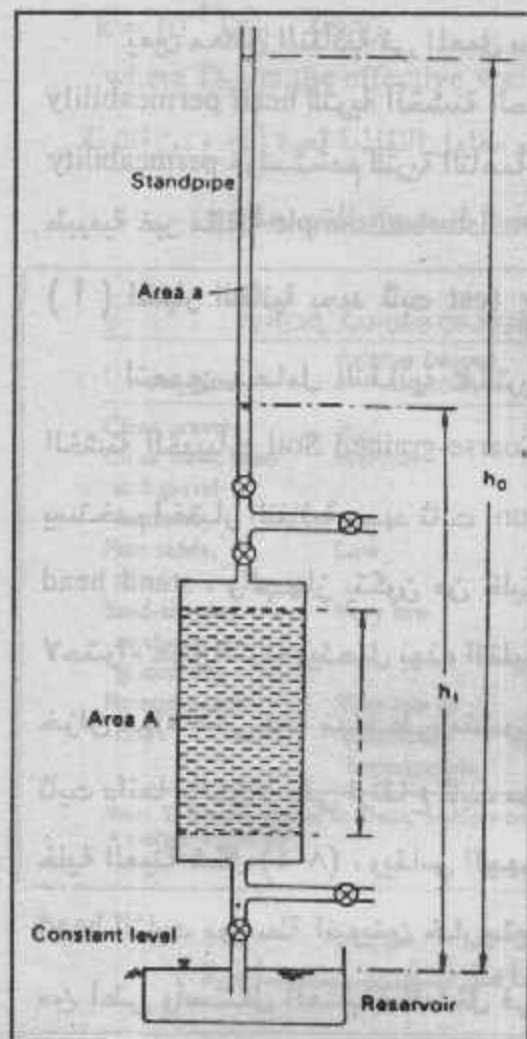
$$k = \frac{V l}{A h t} \quad V = \text{حجم المياه}$$

النافذة من العينة .



شكل (٤-٨) جهد ثابت

(ب) اختبار النفاذية بجهد متغير 'The falling-head test'



شكل (٩-٤) جهد متغير

ولتعيين معامل النفاذية k للتربة

الناعمة الحبيبات Fine-grained Soil

يستخدم اختبار النفاذية بجهد متغير

Falling head test شكل (٩-٤) حيث

يسمح بمرور الماء خلال العينة من انبوبة

واحدة يتغير فيها ارتفاع عمود الماء بمرور

وقت التجربة . أى أن المتغير فى التجربة

هو الجهد والزمن $\frac{dh}{dt}$. ويتطبيق قانون

دارسى نجد أن معامل النفاذية يعين كما

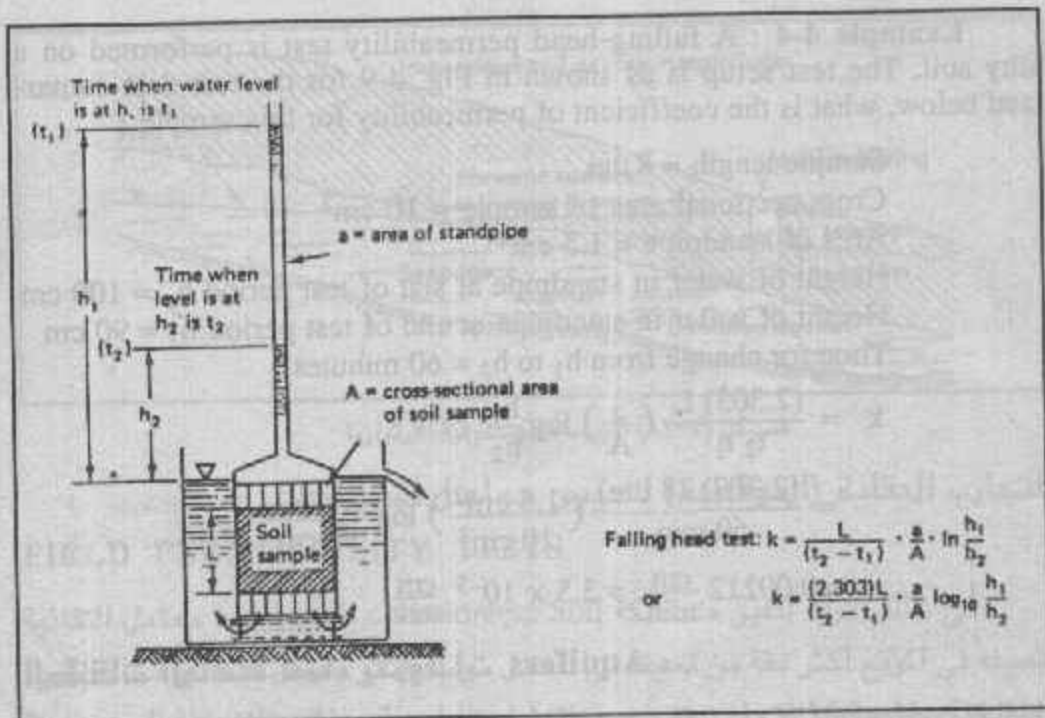
$$-a \frac{dh}{dt} = Ak \frac{h}{l} \quad \text{يلى:}$$

$$-a \int_{h_0}^{h_1} \frac{dh}{h} = \frac{Ak}{l} \int_0^{t_1} dt$$

$$k = \frac{al}{\Lambda t} \ln \frac{h_0}{h_1} = 2.3 \frac{al}{At} \log \frac{h_0}{h_1}$$

وبين شكل (١٠-٤) شكلا آخر لتجربة النفاذية بجهد متغير . كما أن المثالين

التوضيحين (٣-٤) ، (٤-٤) يبينان كيفية إجراء حسابات تجريتي تعيين النفاذية .



شکل (۴-۱۰) جہد متغیر

Example 4-3 : A constant-head permeability test is performed on a sample of granular soil. The test setup is as indicated in Fig. 4-8. The length of soil sample is 15 cm and the cross-sectional area is 10 cm². If a 24 cm³ volume of water passes through the soil sample in a 3-minute period, when Δh is 30 cm, compute the coefficient of permeability.

$$k = \left(\frac{Q}{t} \right) \left(\frac{L}{A \Delta h} \right)$$

Where $Q = 24 \text{ cm}^3$

$t = 3 \text{ minutes}$

$L = 15 \text{ cm}$

$A = 10 \text{ cm}^2$

$\Delta h = 30 \text{ cm}$

$$k = \left(\frac{24 \text{ cm}^3}{3 \text{ min}} \right) \left(\frac{15 \text{ cm}}{10 \text{ cm}^2 \times 30 \text{ cm}} \right)$$

$$= 0.4 \frac{\text{cm}}{\text{min}} = 0.006 \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

Example 4-4 : A falling-head permeability test is performed on a silty soil. The test setup is as shown in Fig. 4-9 for the test data summarized below, what is the coefficient of permeability for this sample ?

Sample length = 8 cm

Cross-sectional area of sample = 10 cm²

Area of standpipe = 1.5 cm²

Height of water in standpipe at start of test period $h_1 = 100$ cm

Height of water in standpipe at end of test period $h_2 = 90$ cm

Time for change from h_1 to $h_2 = 60$ minutes

$$k = \frac{(2.303) L}{t_2 t_1} \left(\frac{a}{A} \right) \log \frac{h_1}{h_2}$$

$$= \frac{(2.303) (8 \text{ cm})}{60 \text{ min}} \left(\frac{1.5 \text{ cm}^2}{10 \text{ cm}^2} \right) \log \frac{100 \text{ cm}}{90 \text{ cm}}$$

$$= 0.00212 \frac{\text{cm}}{\text{min}} = 3.5 \times 10^{-5} \frac{\text{cm}}{\text{sec}}$$

: الطبقات الحاملة للماء بترولييات Aquifers

تتواجد المياه الجوفية في طبقات التربة فيما يسمى الطبقات الحاملة للماء

(بترولييات) Aquifers . وقد تكون الطبقات الحاملة :

(أ) طبقات حاملة غير محدودة unconfined Aquifers : حيث طبقة الماء غير محدودة

أو غير محصورة بين طبقات غير منفذة .

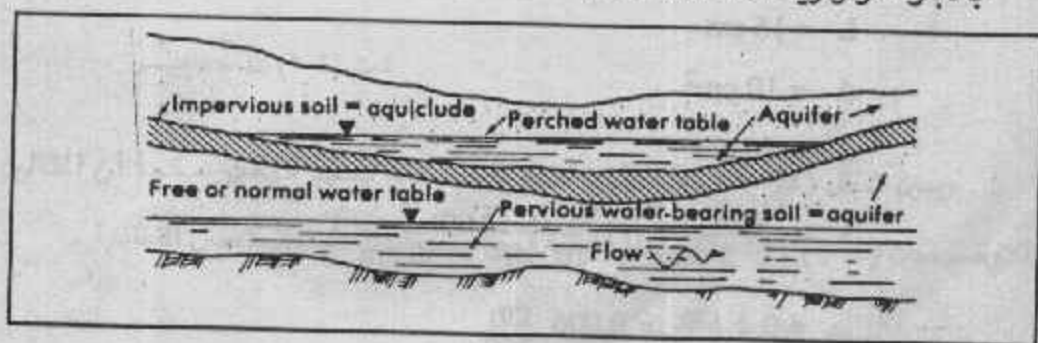
(ب) طبقات حاملة محصورة (محدودة) confined Aquifers : حيث تكون الطبقة

الحاملة للماء محصورة بين طبقتين غير منفذتين للماء . وتكون هذه الطبقة الحاملة

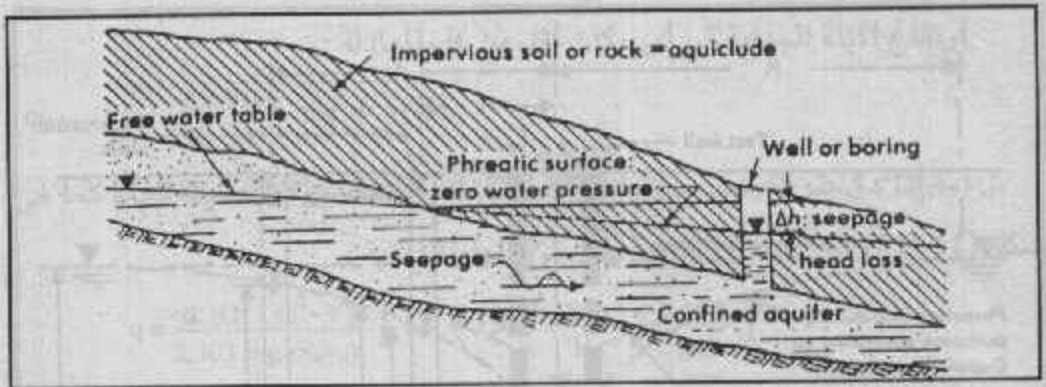
للماء معرضة لضغط هيدروليكي ولذا فإن الماء يندفع عند شق الطبقة أو دق

ماسورة أو عمل بئر . وتسمى آبار هذا النوع من الطبقات الحاملة المحصورة

بالآبار الارتوازية Artizian well .



شكل (٤-١١) المياه الأرضية



شكل (٤-١٢) المياه الجوفية الأرتوازية

التجارب الحقلية (الموقعية) لتعيين معامل النفاذية

FIELD PERMEABILITY TESTS

في حالة التربة الغير متماسكة cohesionless Soil يكون تحديد معامل النفاذية وتعيينه في الموقع أكثر دقة من تعيينه في المعمل ، وذلك لتأثر معامل النفاذية بحالة التربة الطبيعية وخاصة كثافتها وترتيب حبيباتها في الطبيعة ، وذلك بالإضافة إلى صعوبة الحصول على عينة غير مقلقة undisturbed للتربة الغير متماسكة ، ويمكن تعيين معامل النفاذية في الموقع بعدة طرق منها :

(١) أبار الجذب Well pumping test, Gravity wells

تجرى هذه التجربة الموقعية لمعرفة معامل النفاذية للتربة الحاملة للماء الغير محصورة unconfined Aq. ولإجراء التجربة تدق بئر لسحب الماء منه ويثران أخران للملاحظة ورصد منسوب المياه الجوفية فيهما . ويلزم أيضا تحديد سمك الطبقة الحاملة للمياه الجوفية ومنسوب الطبقة السفلى الغير منفذة ، وكذلك بعد أبار الملاحظة عن بئر السحب . ويوضح الشكل (٤-١٣) هذه التجربة ، ويحسب معامل النفاذية كما يلي :

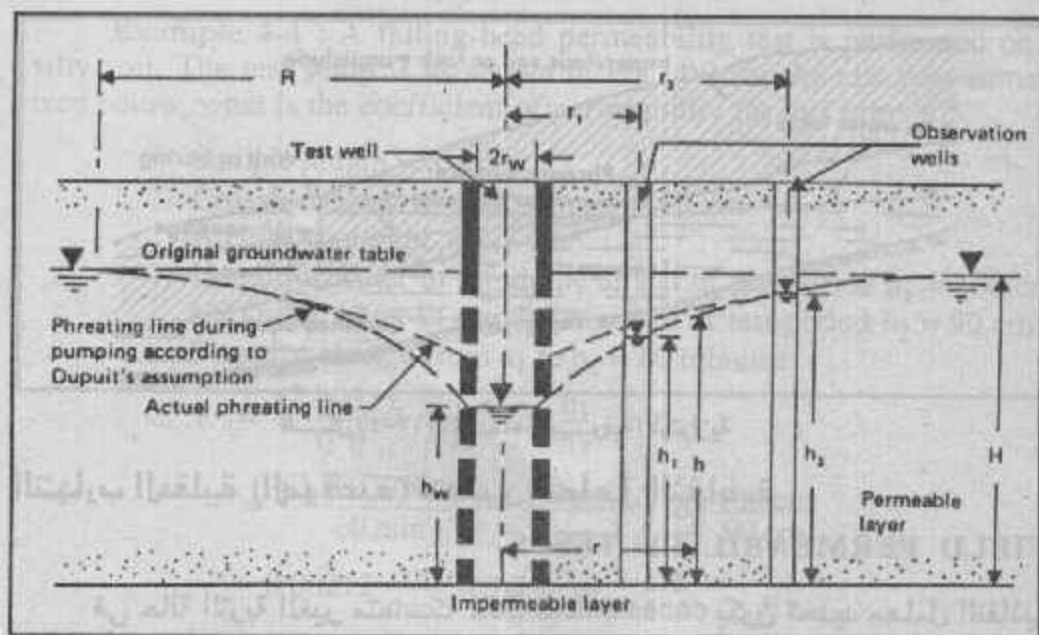
$$q = kiA \quad , i \text{ is approximately equal to } dh/dr$$

$$A = 2 \pi r h$$

$$q = k \frac{dh}{dr} 2 \pi r h$$

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \frac{2 \pi r h}{q} \int_{h_1}^{h_2} h dh$$

$$k = \frac{2.303 q [\log (r_2 / r_1)] l}{\pi (h_2^2 - h_1^2)}$$



شكل (٤-١٢) تعيين معامل النفاذية من آبار الجذب

the values of r_1 , r_2 , h_1 , h_2 , and q are known from field measurements

كما يمكن تعيين نصف قطر التأثير كما يلي :

$$R = \sqrt{\frac{12t}{n}} \sqrt{\frac{qk}{\pi}}$$

where n = porosity

R = radius of influence

t = time during which discharge of water from well has been established.

وبالتعويض بالقيم :

$$h_1 = h_w \text{ at } r_1 = r_w \text{ and } h_2 = H \text{ at } r_2 = R,$$

يمكن إيجاد معامل النفاذية بدلالة R :

$$k = \frac{2.303 q [\log (R/r_w)]}{\pi (H^2 - h_w^2)}$$

كما يمكن أيضا إيجاد :

$$k = \frac{2.303 q [\log (r/r_w)]}{\pi (h^2 - h_w^2)}$$

ارتفاع المياه الجوفية في أى مكان أقل من R بالمعادلة :

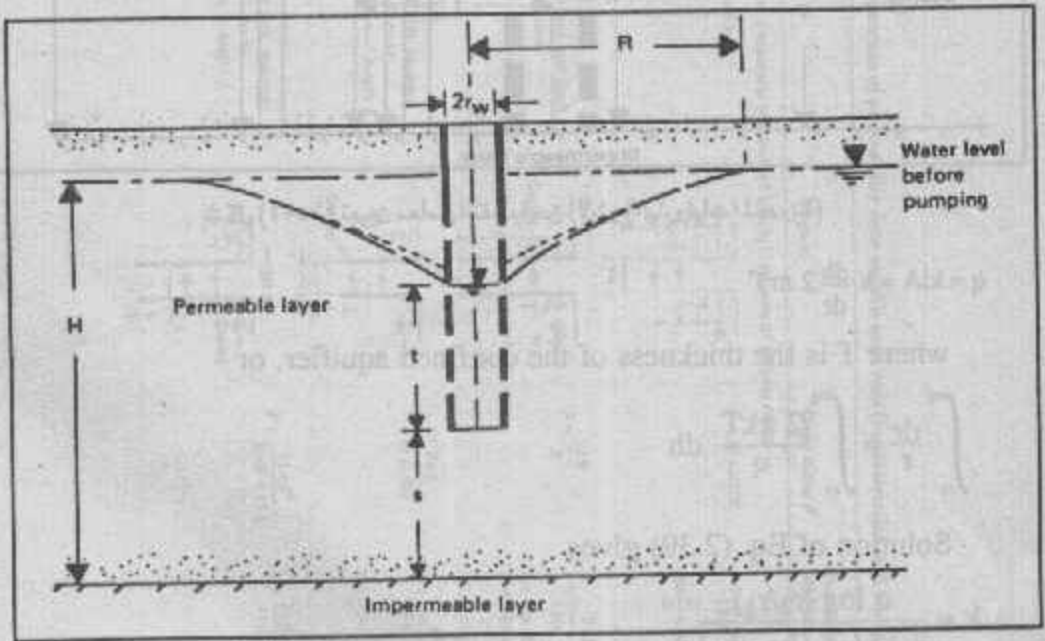
$$\text{or } h = \sqrt{\frac{2.303 q}{\pi k} \log \frac{r}{r_w} + h_w^2}$$

أما إذا دق بئر السحب جزئيا في الطبقة الغير محصورة والحاملة للماء كما في

شكل (١٤-٤٤) فإن معامل النفاذية يعين من المعادلة الآتية :

$$q = \frac{\pi k [(H-s)^2 - r^2]}{2.303 \log (R/r_w)} \left[1 + \left(0.30 + \frac{10 r_w}{H} \right) \sin \frac{1.8s}{H} \right]$$

ورمز هذه المعادلة معرفة في شكل (١٤-٤٤) .



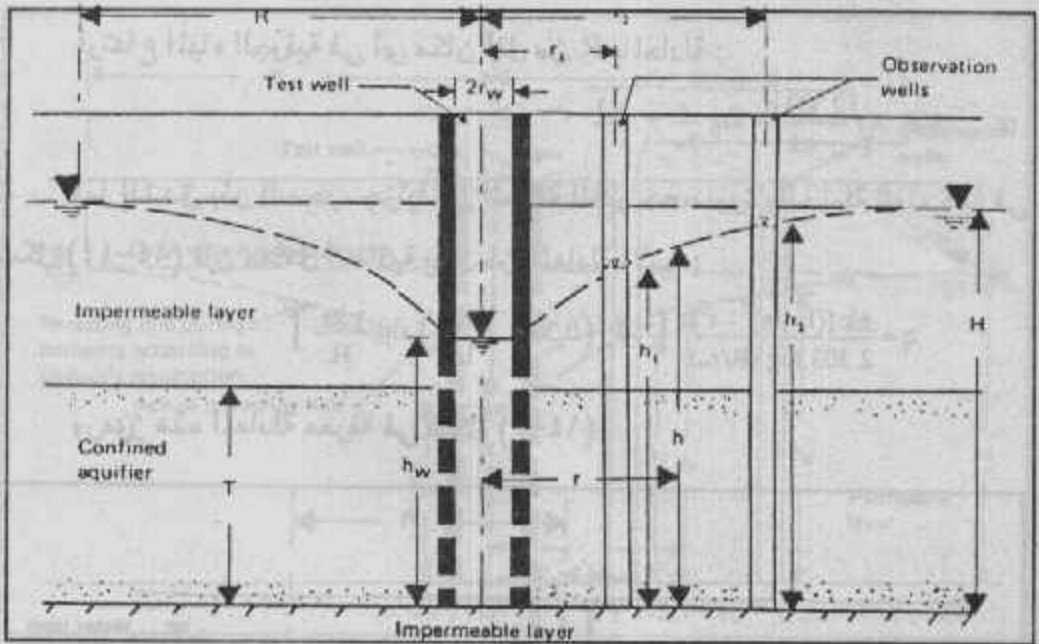
شكل (١٤-٤٤) السحب من بئر الجذب المدقوق جزئيا

(ب) الآبار الارتوازية Artesian wells :

تجرى هذه التجربة على الطبقات الحاملة للمياه المحصورة وذلك بدق بئر ارتوازي

تندفع منه المياه الجوفية . ثم يتم عمل بئرين ملاحظة آخرين ويحسب معامل النفاذية k

كما يلي :



شكل (٤-١٥) تعيين معامل النفاذية من الآبار (البتروليات المحدودة)

$$q = kiA = k \frac{dh}{dr} 2\pi rT$$

where T is the thickness of the confined aquifer, or

$$\int_{r_1}^{r_2} \frac{dr}{r} = \int_{h_1}^{h_2} \frac{2\pi kT}{q} dh$$

Solution of Eq. (2.39) gives

$$k = \frac{q \log (r_2/r_1)}{2.727 T (h_2 - h_1)}$$

كما يمكن أيضا تعيين معامل النفاذية من المعادلة :

$$k = \frac{q \log (R/r_w)}{2.727 T (H - h_w)}$$

بعد التعويض بالقيم :

$$h_1 = h_w \text{ at } r_1 = r_w \text{ and } h_2 = H \text{ at } r_2 = R$$

(ج) تجارب الجهد المتغير بأبار الملاحظة الموقعية :

Variable-head tests by means of piezometer observation wells :

يبين جدول (٤-٤) بعض تجارب الجهد المتغير لتعيين معامل النفاذية باستخدام أبار الملاحظة . ويجب أن بعض عوامل الجدول (٤-٤) موجودة في الاشكال (٤-١٦) ، (٤-١٧) ، (٤-١٨) .

جدول (٤-٤) حساب معامل النفاذية من أبار الملاحظة المتغيرة الجهد

Condition	Diagram	Shape factor F	Permeability k by variable head test	Applicability
(A) Un-cased hole		$F = 16.25R$	$k = \frac{R}{16.25} \times \frac{H_1 - H_2}{r_1 - r_2}$ for $\frac{D}{R} < 50$	Simplest methods for permeability determination. Not applicable in stratified soils. For values of S , see Fig. 4.
(b) Cased hole, soil flush with bottom		$F = \frac{11R}{2}$	$k = \frac{2 \times R}{11(r_2 - r_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$ for $\delta \ln (0.1524 \text{ m}) \leq D < 60 \text{ m} (1.524 \text{ m})$	Used for permeability determination in areas of shallow deposits below the water table. May give unreliable results in falling-head test with silting of bottom of hole.
(C) Cased hole, uncased or perforated extension of length L		$F = \frac{2 \times L}{\ln(L/R)}$	$k = \frac{R^2}{2L(r_2 - r_1)} \ln \frac{L}{R} \ln \frac{H_1}{H_2}$ for $\frac{L}{R} > 5$	Used for permeability determination at greater depths below water table.
(D) Cased hole, column of soil inside casing to height L		$F = \frac{11 \times R^2}{2 \times R + 11L}$	$k = \frac{2 \times R + 11L}{11(r_2 - r_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$	Principal use is for permeability in vertical direction in unstratified soils.

Observation well or piezometer in aquifer with impervious upper layer.

(E) Cased hole, opening flush with upper boundary of aquifer of finite depth.

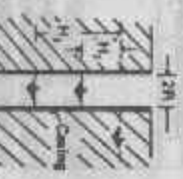


$$F = 4R$$

$$k = \frac{sR}{4Q_s - r_s} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

Used for permeability determination when surface impervious layer is relatively thin. Skyr yield unstable results in falling head test with filling of bottom of hole.

(F) Cased hole, increased or perforated extension into aquifer of finite thickness.



(1)

$$F = Q_s R$$

$$k = \frac{sR}{C_1 Q_s - r_s} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

Used for permeability determination at depths greater than about 5 ft (1.524 m). For values of C_1 see Fig. 1.

- (1) $\frac{L}{Y} < 0.20$
- (2) $0.2 < \frac{L}{Y} < 0.85$
- (3) $\frac{L}{Y} > 1.00$

Note: R_0 is the effective radius to aquifer at constant head.

$$(2) \quad F = \frac{2sL_1}{\ln(L_1/R)}$$

$$k = \frac{R^2 \ln(L_1/R)}{2L_1(\beta_1 - 1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

for $\frac{L}{R} > 8$

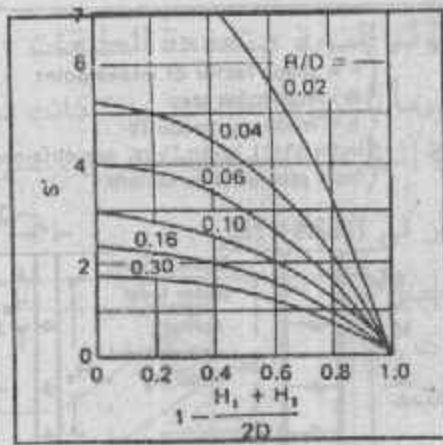
Used for permeability determination at greater depths and for fine-grained soils using piezometers inside point of piezometer.

$$(3) \quad F = \frac{2sL_1}{\ln(\beta_1/R)}$$

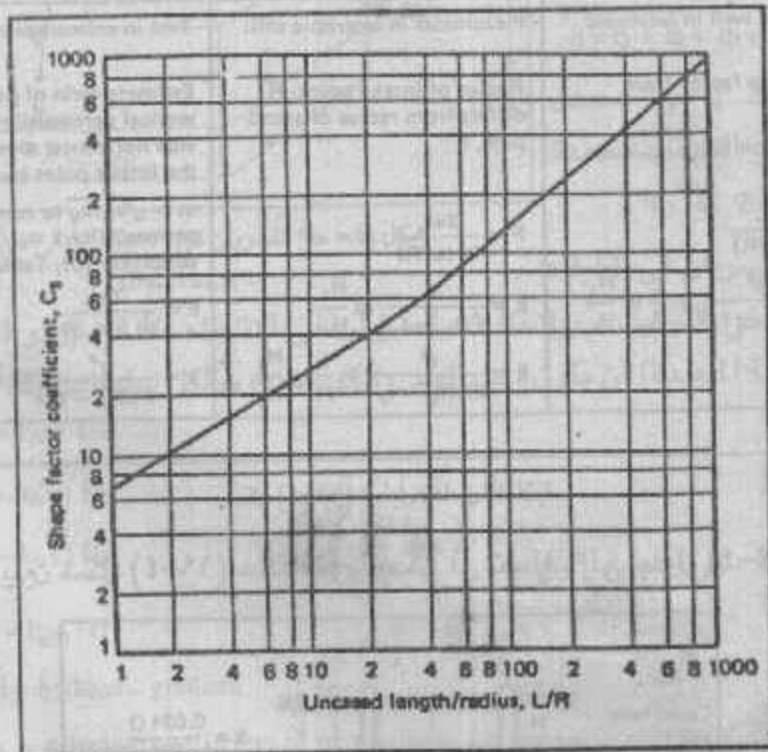
$$k = \frac{R^2 \ln(\beta_1/R)}{2L_1(\beta_1 - 1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

Assumes value of $R_0/\beta_1 = 100$. Fig. 1 estimates values of β_1 for various values of R_0 .

After H.S. Noy, 1971.



شكل (٤-١٦) معامل الشكل S

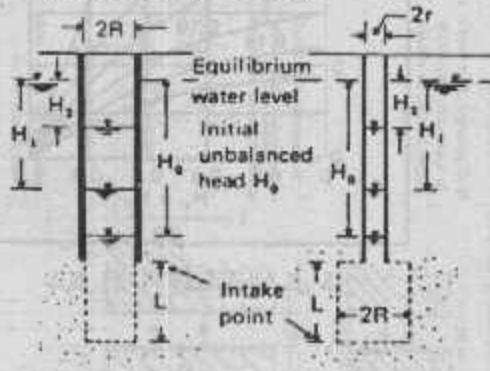
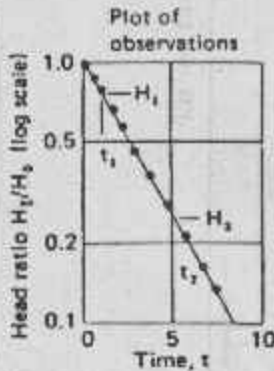


شكل (٤-١٧) معامل الشكل C₃

In general:

$$k = \frac{A}{F(t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

F = shape factor of intake point
 A = standpipe area
 k = mean permeability
 $\ln(H_1/H_2)$, and $t_2 - t_1$ are obtained from plot of observations



Observation well in isotropic soil:

Obtain shape factor from Table 4.4.

For condition (C):

$$F = \frac{2\pi L}{\ln(L/R)}$$

$$k = \frac{R^2}{2L(t_2 - t_1)} \ln \frac{L}{R} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

Piezometer in isotropic soil:

Radius of intake point, r , differs from radius of standpipe, R .

$$F = \frac{2\pi L}{\ln(L/R)} ; A = \pi r^2$$

$$k = \frac{A}{F(t_2 - t_1)} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

$$k = \frac{r^2}{2L(t_2 - t_1)} \ln \frac{L}{R} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

Test in anisotropic soil:

Estimate ratio of horizontal to vertical permeability and divide horizontal dimensions of the intake point by:

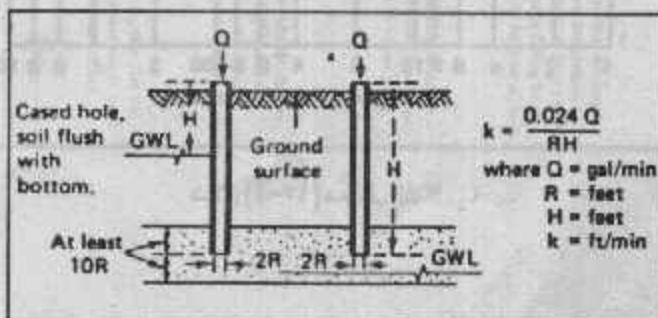
$m = \sqrt{k_h/k_v}$ to compute mean permeability $k = \sqrt{k_h k_v}$. For condition (C), Table 4.4.

$$F = \frac{2\pi L}{\ln(mL/R)}$$

$$k = \frac{r^2}{2L(t_2 - t_1)} \ln \frac{mL}{R} \ln \frac{H_1}{H_2}$$

شكل (١٨-٤) تحليل معامل النفاذية

كما يبين شكل (١٩-٤) حالة أخرى يمكن أن تضاف إلى جدول (٤-٤).

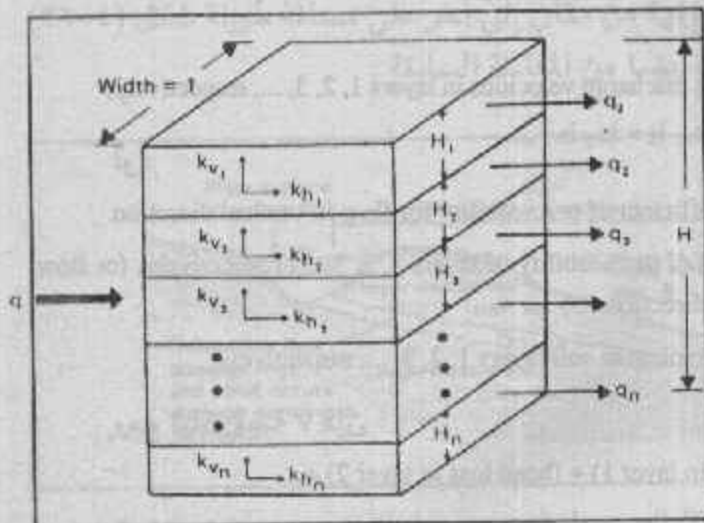


شكل (١٩-٤)

معامل النفاذية المؤثر للتربة متعددة الطبقات :

التربة الطبيعية عموماً تتكون من طبقات . وإذا كانت هذه الطبقات مستمرة فإنه يجب تعيين معامل النفاذية المؤثر فى الاتجاهين الأفقى والرأسى .

(١) معامل النفاذية المؤثر فى الاتجاه الأفقى :



الشكل (٤-٢٠) يبين

تربة متعددة الطبقات ، ومعامل نفاذية كل طبقة يعتمد على اتجاه السريان فيها ومعدل التسرب فى الاتجاه الأفقى يعطى بالعلاقة :

$$q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n$$

حيث q هو معدل السريان فى الطبقات متحدة معاً و q_1, q_2, q_3, \dots

شكل (٤-٢٠) السريان فى الاتجاه الأفقى فى التربة المتعددة الطبقات

هو معدل السريان فى الطبقات

١, ٢, ٣, ... على الترتيب . ويلاحظ أنه للسريان فى الاتجاه الأفقى (وهو اتجاه وضع طبقات التربة المتعددة) أن يكون الميل الهيدروليكي متساوى لكل الطبقات ، لذا :

$$q_1 = k_{h1} i H_1$$

$$q_2 = k_{h2} i H_2$$

$$q_3 = k_{h3} i H_3$$

and $q = k_{(H)} i H$

where i = hydraulic gradient

$k_{(H)}$ = effective coefficient of permeability for flow in horizontal direction

H_1, H_2, H_3 = thicknesses of layers 1, 2, 3, respectively

$$H = H_1 + H_2 + H_3 + \dots$$

وبالتعويض بالقيم السابقة فى معادلة التسرب وحذف i من الطرفين :

$$k_{e(v)} H = k_{h1} H_1 + k_{h2} H_2 + k_{h3} H_3 + \dots$$

$$k_{e(v)} = \frac{1}{H} (k_{h1} H_1 + k_{h2} H_2 + k_{h3} H_3 + \dots) = \frac{\sum k_n H}{\sum H}$$

(ب) معامل النفاذية الموزع في الاتجاه الرأسي :

بالنسبة للاتجاه الرأسي لطبقات التربة المبينة في شكل (٢١-٤) فإن :

$$v = v_1 = v_2 = v_3 = \dots = v_n$$

where v_1, v_2, v_3, \dots are the discharge velocities in layers 1, 2, 3, ..., respectively;

$$v = k_{e(v)} i = k_{v1} i_1 = k_{v2} i_2 = k_{v3} i_3 = \dots$$

أو :

where $k_{e(v)}$ = effective coefficient of permeability for flow in vertical direction

$k_{v1}, k_{v2}, k_{v3}, \dots$ = coefficients of permeability of layers 1, 2, 3, ..., respectively, for flow in vertical direction .

i_1, i_2, i_3, \dots = hydraulic gradient in soil layers 1, 2, 3, ..., respectively

ومع ثبات قيمة v فإن :

$$\text{Total head loss} = \text{Hhead loss in layer 1) + (head loss in layer 2) + } \dots$$

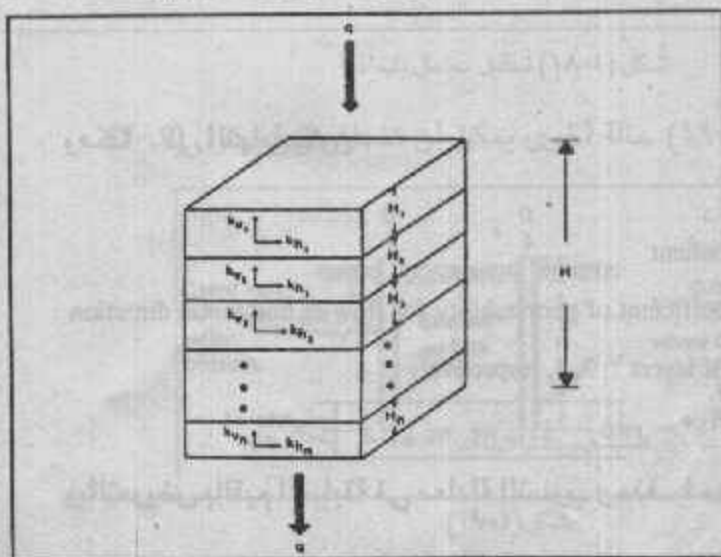
$$iH = i_1 H_1 + i_2 H_2 + i_3 H_3 + \dots$$

أو :

$$\frac{v}{k_{e(v)}} H = \frac{v}{k_{v1}} H_1 + \frac{v}{k_{v2}} H_2 + \frac{v}{k_{v3}} H_3 + \dots$$

ومن العلاقات السابقة نجد :

$$\text{or } k_{e(v)} = \frac{H}{H_1/k_{v1} + H_2/k_{v2} + H_3/k_{v3} + \dots} = \frac{\sum H}{\sum H/k_n}$$



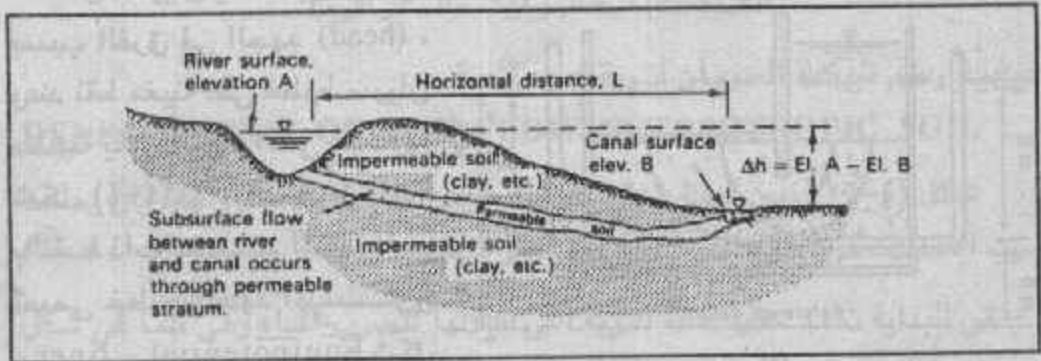
شكل (٢١-٤) السريان في الاتجاه الرأسي في التربة المتعددة الطبقات

شبهكات السريان : Flownets

سريان أو انسياب المياه تحت سطح الأرض خلال التربة (ماعدًا الزلط الخشن) يعتبر انسياب طبقي أو صفائحي laminar flow وفي هذه الحالة يطبق قانون دارسي على المياه المنسابة خلال التربة :

$$q = k i A$$

وعندما تنساب المياه الجوفية من مكان إلى آخر على مسافة طويلة شكل (٢٢-٤) فإن كمية المياه المنسابة تحسب أيضا من المعادلة السابقة :



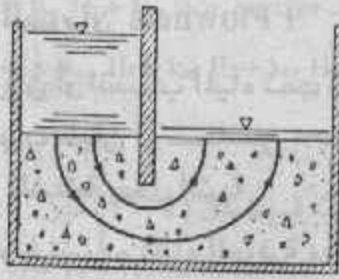
شكل (٢٢-٤) السريان تحت سطح الأرض

Example 4-5 : A river and a canal run parallel to each other but at different elevations, as indicated by Fig. 4-22. If the difference in the water surface elevations is 16 ft, the horizontal distance is 400 ft, and the thickness of the permeable stratum is 6 ft, compute the seepage loss between river and canal, per mile of river-canal length. Permeability $k = 1.0$ ft/day.

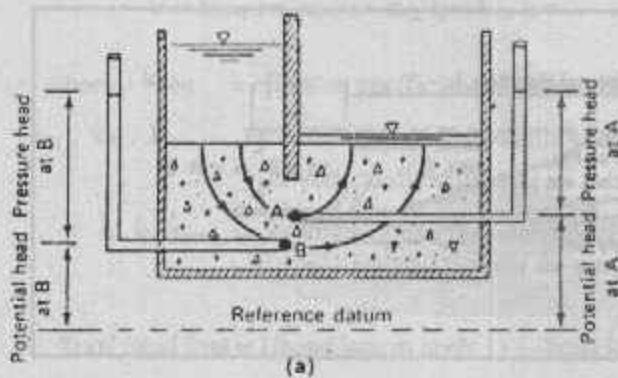
$$q = k i A = k \frac{\Delta h}{L} A = (1.0 \text{ ft/day}) \frac{16 \text{ ft}}{400 \text{ ft}} (6 \text{ ft} \times 2580 \text{ ft/mi})$$

$$= 1,270 \text{ ft}^3/\text{day/mile of length}$$

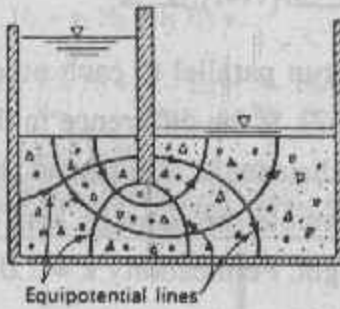
وشبهكات السريان هي طريقة لدراسة مسارات حركة المياه في التربة ويمكن تطبيق قانون دارسي للشبهكات لتقدير تأثيرات السريان ، وفي حالة السريان الطبقي أو الصفائحي laminar يمثل انسياب المياه في التربة بخطوط سريان Flow lines . وبين نقطتين تتحرك المياه في أقصر مسار (أو مسافة) وإذا حدث سريان في التربة فإنه يكون



شكل (٢٣-٤) السريان في نموذج معلى



(a)



(b)

شكل (٢٤-٤) خطوط السريان وخطوط الجهد

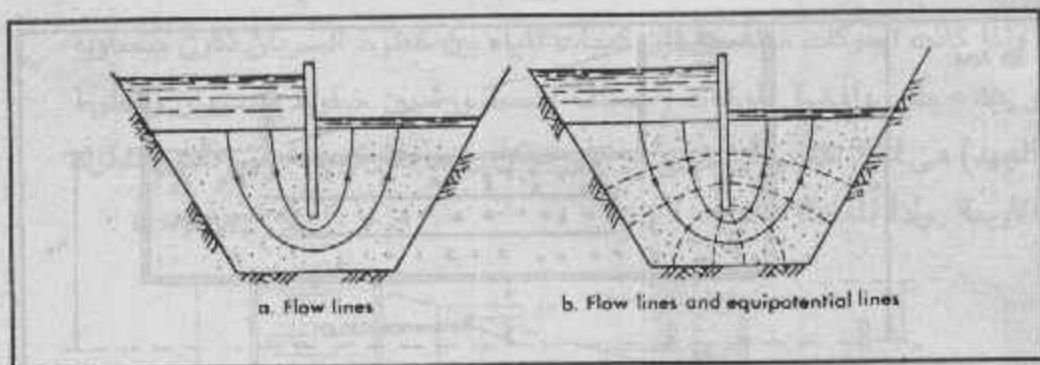
وفي عمليات التحليل الخاصة بتسرب المياه فإن شبكة السريان ترسم حيث تعين خطوط الجهد من خطوط السريان . وفي أغلب المسائل يكون ٢ ، ٤ قنوات سريان كافية لرسم شبكة السريان (قناة السريان Flow channel هي المساحة بين خطين من خطوط السريان).

ويبين شكل (٢٥-٤) شبكة السريان حول حائط لوحى .

على شكل منحنى أملس ، ويكون خطوط السريان متوازية مالم يحدث تغير فى مجال السريان والشكل (٢٣-٤) يبين خطوط السريان خلال التربة فى نموذج معلى .

والسريان يحدث بين نقطتين بسبب الفرق فى الجهد (head) ، وعند نقط معينة على خطوط سريان مختلفة يكون الجهد الكلى متساوى شكل (١٢٤-٤) . والخطوط المارة بالنقط ذات الجهد المتساوى تسمى خطوط الجهد المتساوى Equipotential liner شكل

(٢٤-٤ ب) ، وخطوط السريان وخطوط الجهد يجب أن تتقاطع مع بعضها فى زوايا قائمة وهى تمثل بذلك اتجاه السريان والعمودى عليه . وخطوط السريان وخطوط الجهد معاً يكونان شبكة السريان Flow net التى تستخدم فى حساب كميات المياه المشربة خلال التربة وتأثيراتها المختلفة .



شكل (٢٥-٤) شبكة السريان تحت الستائر اللوحية

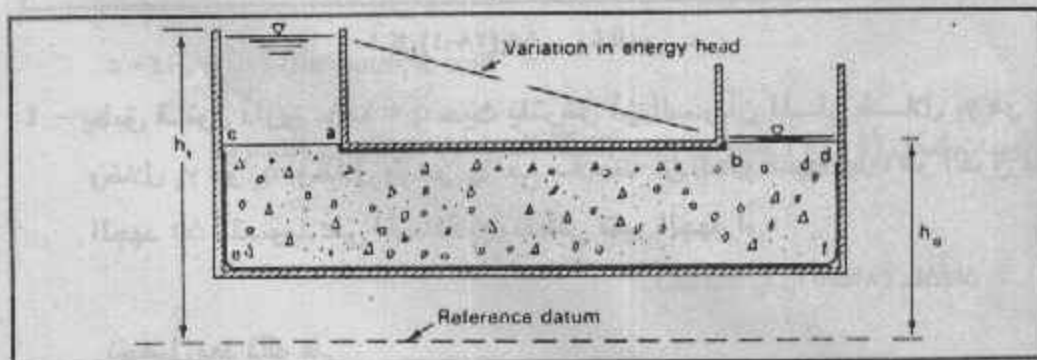
كيفية رسم شبكة السريان لتربة هتجانسة :

DEVELOPMENT OF THE FLOW NET-ISOTROPIC SOIL :

شكل (٢٦-٤) يبين حالة من حدوث السريان خلال التربة ، والسريان يحدث

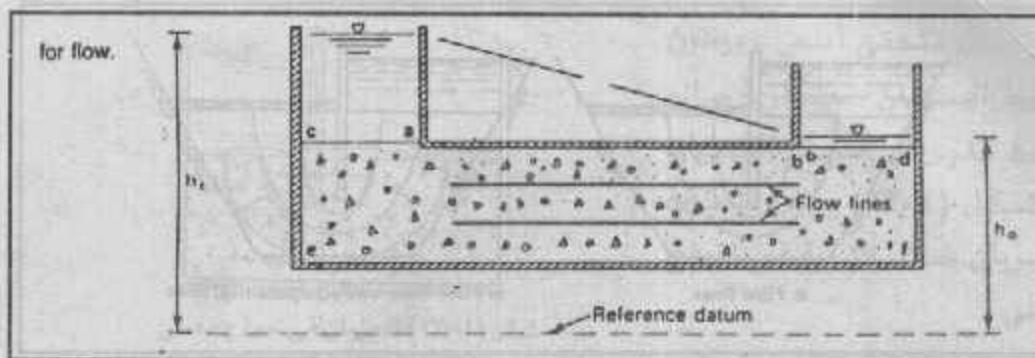
بسبب الاختلاف في الجهد بسبب الارتفاع الغير متساوى للمياه :

١ - في البداية تحدد حدود كتلة التربة التي خلالها تتسرب المياه وهي كما في شكل (٢٦-٤) الخطوط ab , $cefd$ وهما يعتبران أول وآخر خط سريان . أما الخط ca فهو خط الجهد المتساوى للجهد الكلى ht ، بينما الخط bd هو خط الجهد المتساوى للجهد الكلى ho ، وهذه الخطوط الأربعة هي خطوط الحدود ، كما أن الخطين bd , ca هو أول وآخر خط جهد شكل (٢٧-٤) .



شكل (٢٦-٤) حالة المياه وحدود السريان

٢ - ثم ترسم خطوط السريان موازية لخطوط السريان الأول والأخير (الحدود) ، ويجب البدء بأضيق منطقة أو بالمناطق التي تكون فيها المسافات بين خطوط السريان متساوية .

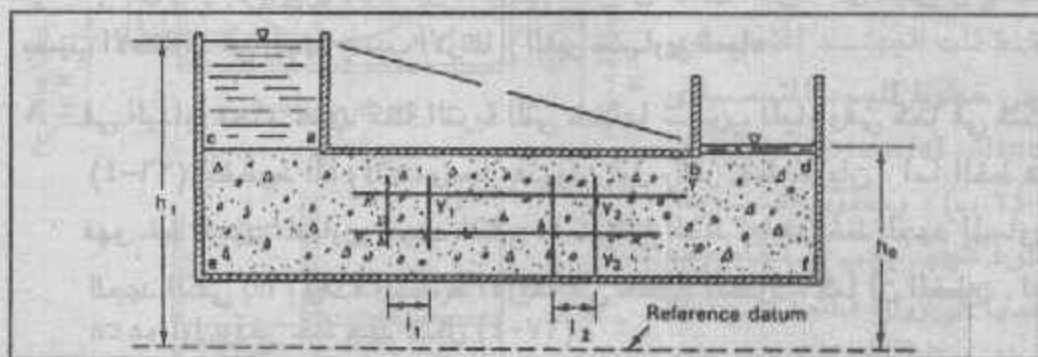


شكل (٢٧-٤) خطوط السريان الوسطى

٢ - بعد رسم خطوط السريان توقع خطوط الجهد (وهي الخطوط التي تضم النقاط ذات الجهد المتساوي) وتؤخذ المسافات بنسبة:

$$\frac{y_1}{l_1} = \frac{y_2}{l_2} = \frac{y_3}{l_3}$$

شكل (٢٨-٤)



شكل (٢٨-٤) خطوط الجهد

٤ - يطبق قانون دارى $q = kiA$ حيث يفترض أن السريان المار خلال y_1 هو q_1 وخلال y_2 هو q_2 وخلال y_3 هو q_3 مع ملاحظة أن (hydraulic grad) i هو الفرق فى الجهد Δh مقسوماً على المسافة بين نقطتى تغير الجهد أو:

$$\Delta h / \Delta L, \text{ (where } l_1, l_2, \text{ are } \Delta L)$$

نحصل بعد ذلك على:

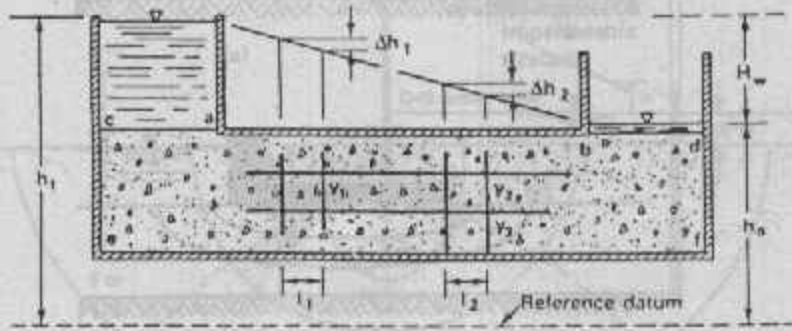
$$q_2 = \frac{\Delta h_2}{l_2} (y_2) (1) (k),$$

$$q_3 = \frac{\Delta h_2}{l_2} (y_3) (1) (k),$$

$$q_1 = \frac{\Delta h_1}{l_1} (y_1) (1) (k)$$

وإذا كانت البلوكات متناسبة فإن كميات المياه بين خطوط السريان تكون متساوية و $\Delta h_1 = \Delta h_2$ ، وأفضل بلوكات (المسافة المحصورة بين خطوط السريان وخطوط الجهد) هي التي تقترب من مربع أو التي يمكن رسم دائرة بها تسمى حدود البلوك الأربعة . ولذا المعادلة تصبح :

$$q_1 = k \Delta h$$



شكل (٤-٢٩) فرق الجهد

Δh هي الجهد الكلي مقسوماً على عدد خطوط الجهد N_d .

$$\Delta h = \frac{H_w}{N_d}$$

والسريان الكلي هو تجميع السريان في كل قناة سريان N_f ، هو عدد قنوات السريان . ثم تصل إلى المعادلة النهائية :

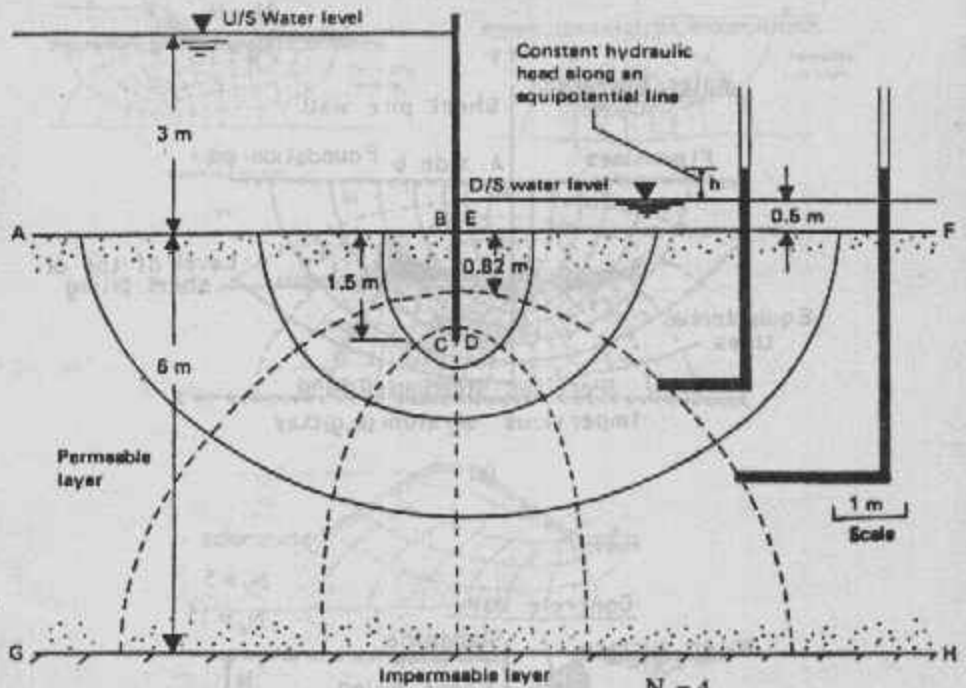
$$q = q_1 N_f = k \Delta h N_f = k \frac{H_w}{N_d} N_f$$

$$q = k H_w \left(\frac{N_f}{N_d} \right) \text{ (for isotropic soil)}$$

ويبين شكل (٤-٢٠) خطوات رسم شبكة السريان ، وحساب التسرب

أما الشكل (٤-٣١) فيبين مجموعة من شبكات السريان Flow nets كما حسبته لهذه الشبكات N_f, N_d .

(a) Flow net around a single row of sheet piles.

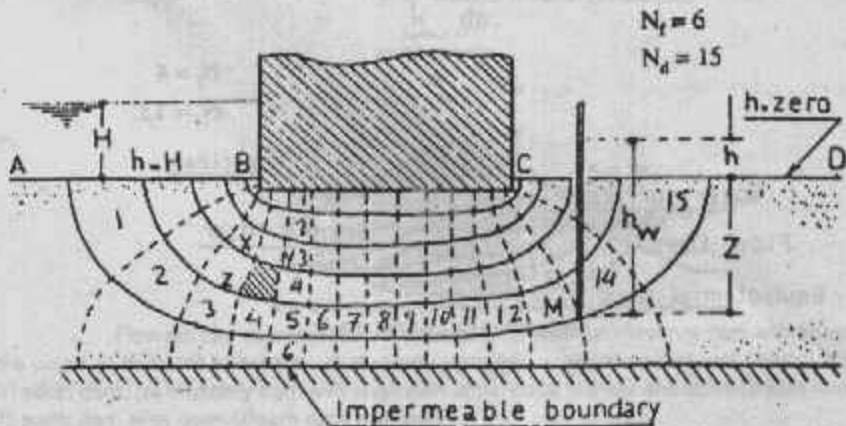


(a) Flow net around a single row of sheet piles.

$$N_f = 4$$

$$N_d = 6$$

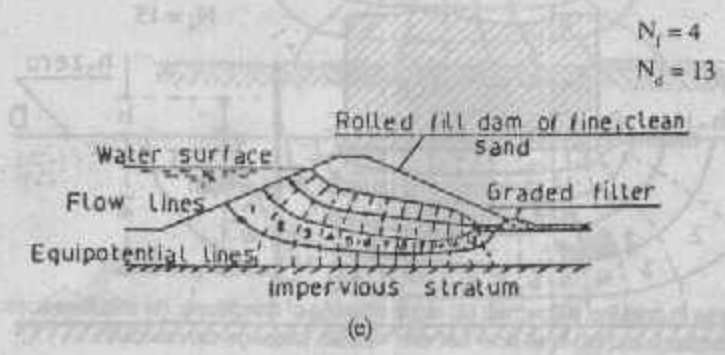
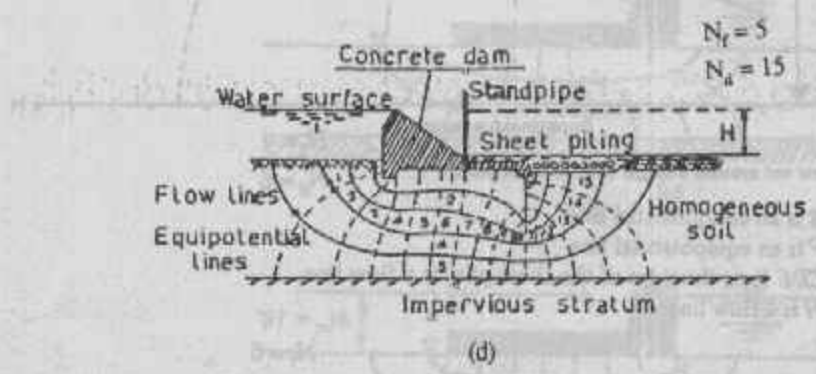
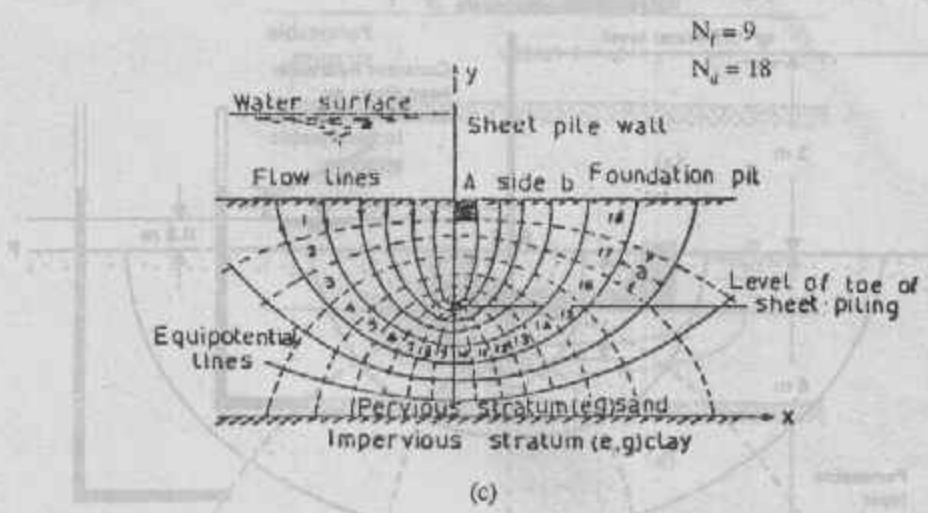
1. AB is an equipotential line
2. EF is an equipotential line
3. BCDE (i.e., the sides of the sheet pile) is a flow line
4. GH is a flow line



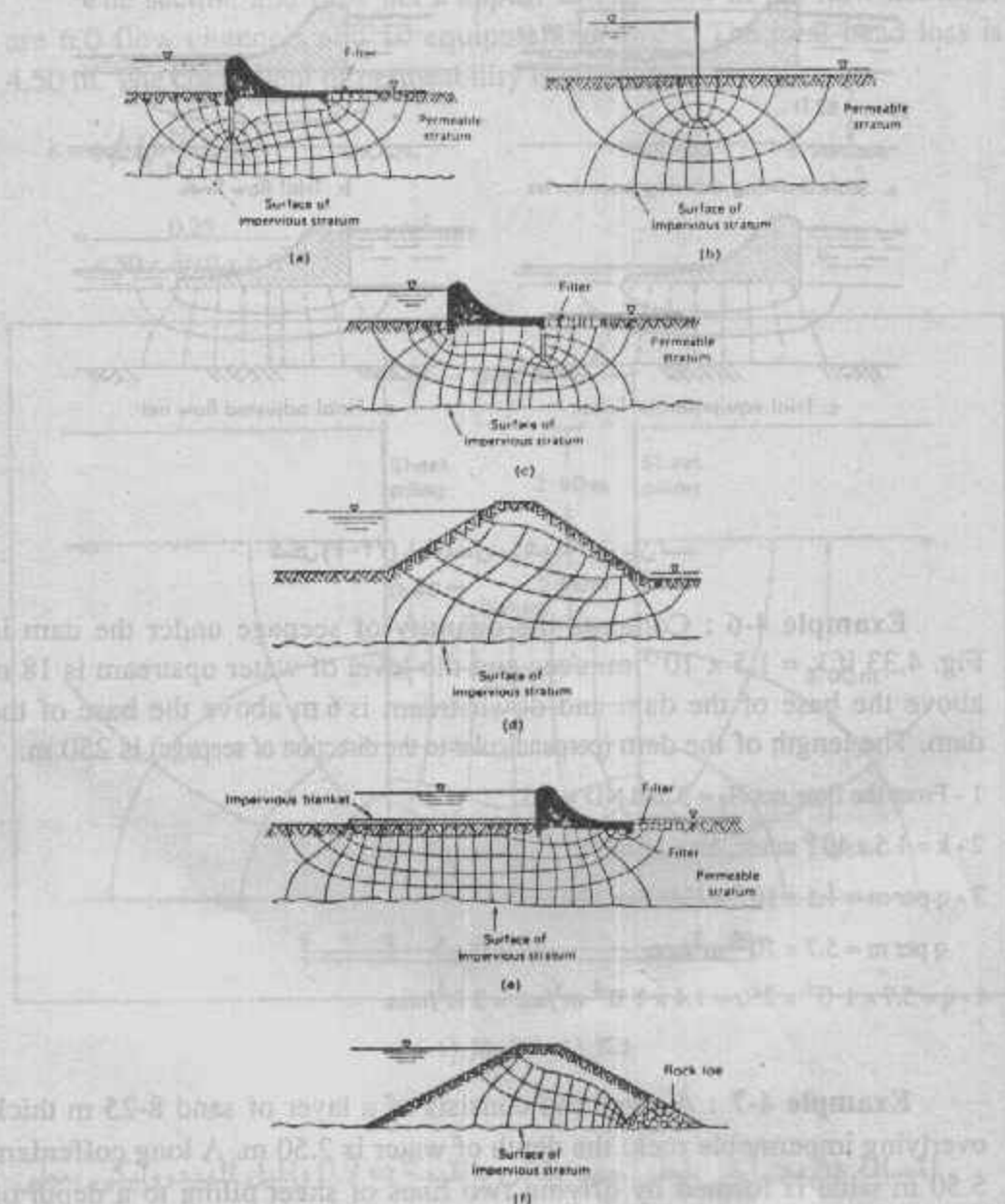
(b)

شكل (٤-٣١) شبكات السريان لإنشآت مختلفة

Flow lines and equipotential lines in a sheet pile wall

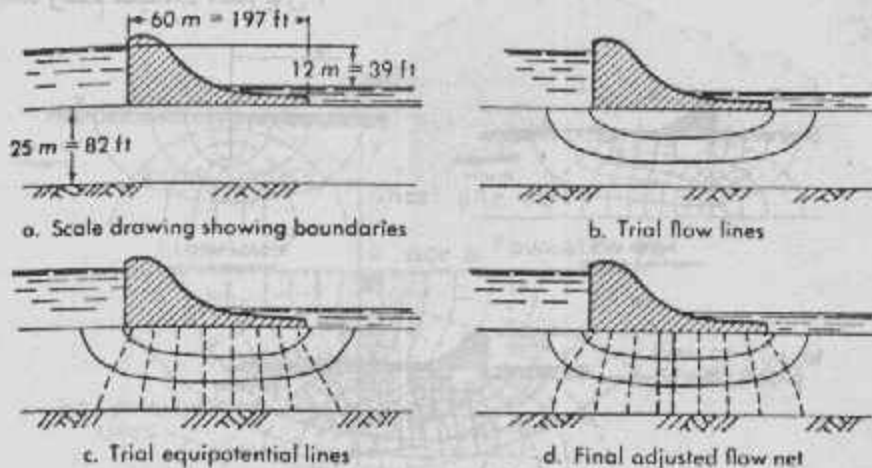


كما يبين شكل (٤-٣٢) بعض شبكات السريان لعدة منشآت كاشكال استر شادية عند رسم شبكات السريان .



Flow nets for representative seepage problems: (a) masonry dam with sheetpile cutoff at heel; (b) sheetpile; (c) masonry dam with sheetpile cutoff and filter at toe; (d) earth dam; (e) masonry dam with upstream impervious blanket and downstream filter; (f) earth dam with downstream rock toe filter.

شكل (٤-٣٢) شبكات السريان لبعض المنشآت



شكل (٤-٢٢) خطوات رسم شبكة السريان لسد

Example 4-6 : Compute the quantity of seepage under the dam in Fig. 4.33 if $k = 1.5 \times 10^{-3}$ mm/sec and the level of water upstream is 18 m above the base of the dam and downstream is 6 m above the base of the dam. The length of the dam (perpendicular to the direction of seepage) is 250 m.

- 1 - From the flow net $N_f = 3$ and $ND = 9.5$.
- 2 - $k = 1.5 \times 10^{-6}$ m/sec, $\Delta h = 12$ m.
- 3 - q per m = $1.5 \times 10^{-6} \times (3/9.5) \times 12$
 q per m = 5.7×10^{-6} m²/sec.
- 4 - $q = 5.7 \times 10^{-6} \times 250 = 1.4 \times 10^{-3}$ m³/sec = 3 ft³/min.

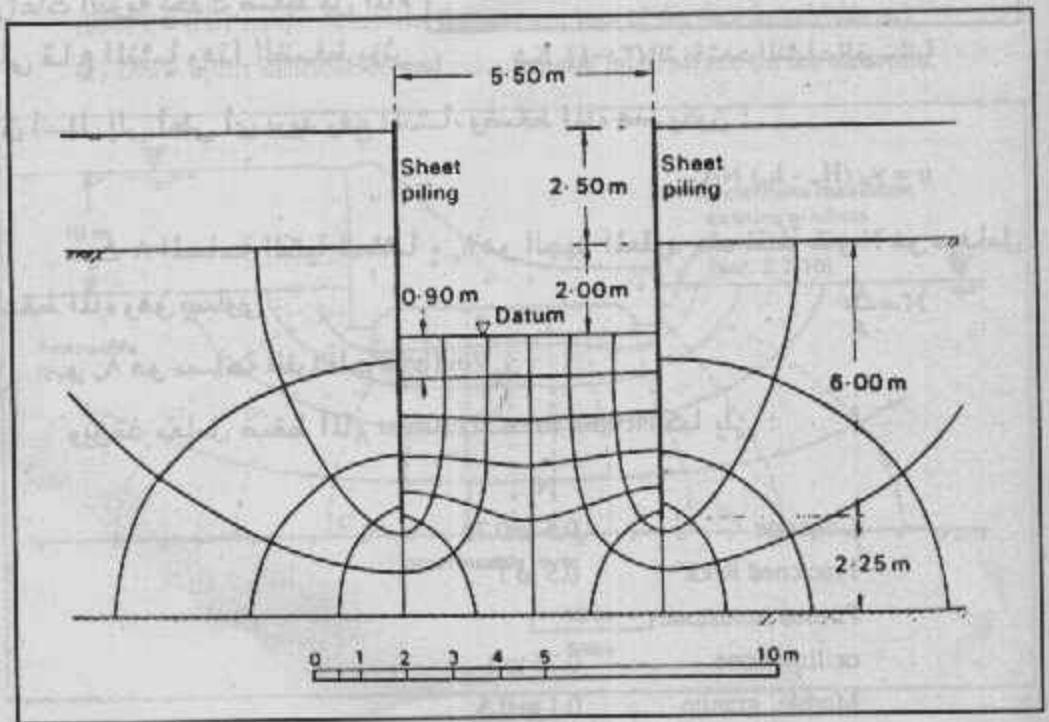
Example 4-7 : A river bed consists of a layer of sand 8-25 m thick overlying impermeable rock; the depth of water is 2.50 m. A long cofferdam 5.50 m wide is formed by driving two lines of sheet piling to a depth of 6.00 m below the level of the river bed and excavation to a depth of 2.00m below bed level is carried out within the cofferdam. The water level within the cofferdam is kept at excavation level by pumping. If the flow of water into the cofferdam is 0.25 m³/h per unit length, what is the coefficient

of permeability of the sand ? What is the hydraulic gradient immediately below the excavated surface ?

The section and flow net appear in Fig. 4.34 In the flow net there are 6.0 flow channels and 10 equipotential drops. The total head loss is 4.50 m. The coefficient of permeability is given by :

$$k = q / \left(h \frac{N_f}{N_d} \right)$$

$$= \frac{0.25}{4.50 \times 6/10 \times 6 \cdot 0^2} = 2.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$



شكل (٢٤-٤) مثال (٧-٤)

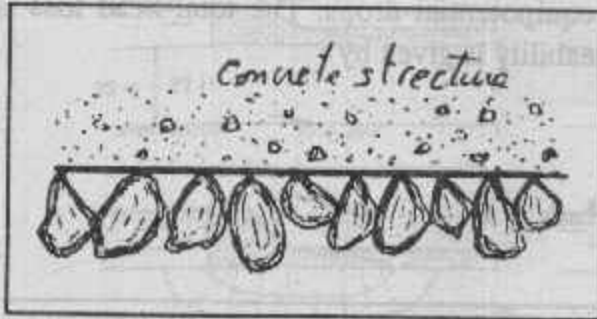
المسافة Δs بين آخر خطى جهد يقاس بالقيمة 0.9 m والميل الهيدروليكي يعطى كالآتي :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta s}$$

$$= \frac{4.50}{10 \times 0.9} = 0.50$$

ضغط التسرب (ضغط المياه على المنشآت) :

Seepage pressure (uplift on a structure) :



حينما يرتكز منشأ على التربة فإن جزء منه يلامس حبيبات التربة والآخر يكون فوق الفراغات شكل (٢٥-٤) .

ونتيجة لتسرب المياه في فراغات التربة يحدث ضغط من الماء على قاع المنشأ وهذا الضغط يؤثر

شكل (٢٥-٤) التربة تحت المنشآت الخرسانية

من أسفل إلى أعلى أى يرفع المنشأ، وضغط الماء هذا يكون :

$$u = \gamma_w (H_w - h_x) NA$$

حيث A المساحة الكلية للمنشأ ، h_x هو الجهد المعقود عند نقطة Z و N هو معامل

$$N = \frac{A_v}{A}$$

ضغط الماء وهو يساوى :

A_v هو مساحة الفراغات Void area .

ويؤخذ معامل ضغط الماء Neutral stress coefficient كما يلي :

	N
Concrete	0.5 to 0.75
Fractured Rock	0.5 to 1
Porous sandstone or limestone	0.75 to 1
Marble, granite	0.1 to 0.5
Soil	1

وحيثما يتزايد ضغط المياه الراجع \uparrow عن القوة الخافضة \downarrow فإن المنشأ يجب تحميله أو زيادة وزنه وإلا يرتفع تحت ضغط الماء .

ويمكن أن توضع المعادلة السابقة في الصورة الآتية :

$$u = P_s = (H_w - n \cdot \Delta h) \gamma_w$$

where

P_s = Seepage pressuse

H = total head

Δh = drop head

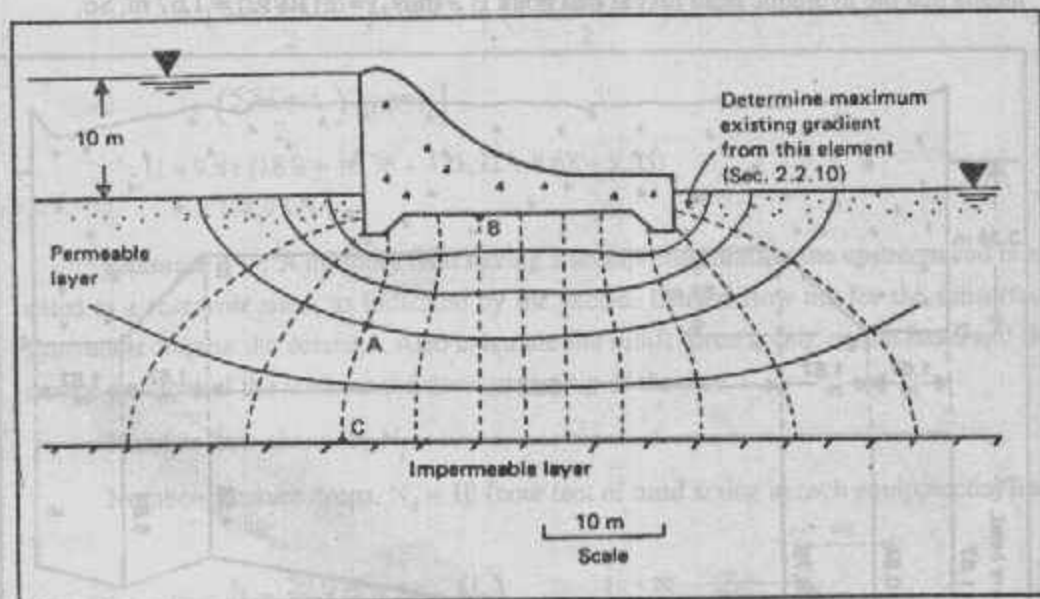
n = Number of drop heads

γ_w = water unit weight (density).

وفيما يلي بعض الأمثلة التي توضح كيفية رسم الضغط الراجع للماء وتوزيعه على المنشآت المختلفة.

Example 4-8 : For the flow net shown in Fig. 4.36.

- (a) How high would water rise if a piezometer is placed at (i) A, (ii) B, (iii) C ?
(b) If $k = 0.01$ mm/s, determine the seepage loss of the dam in $m^3/(\text{day}\cdot m)$.
(c) Draw uplift distribution and calculate the up lift force on the structure.



شكل (٤-٣٦) شبكة السريان تحت السد

SOLUTION The maximum hydraulic head h is 10m. In Fig. 4.36, $N_d = 12$,

$$\Delta h = h/N_d = 10/12 = 0.833.$$

Part (a), (i) : To reach A, water has to go through three potential drops. So head lost is equal to $3 \times 0.833 = 2.5$ m. Hence the elevation of the water level in the piezometer at A will be $10 - 2.5 = 7.5$ m above the ground surface.

Part (a), (ii) : The water level in the piezometer above the ground level is $10 - 5(0.833) = 5.84$ m.

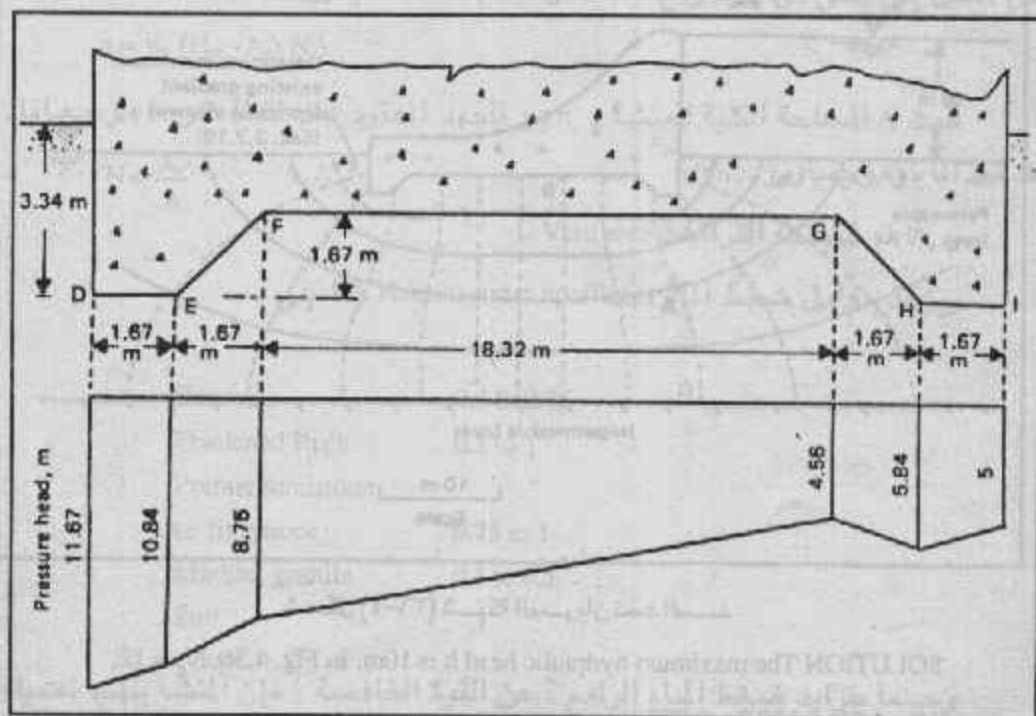
Part (a), (iii) : Points A and C are located on the same equipotential line. So water in a piezometer at C will rise to the same elevation as at A, i.e., 7.5 m above the ground surface.

Part (b) : The seepage loss is given by $q = kh (N_f/N_d)$. From Fig. 2.30, $N_f = 5$ and $N_d = 12$. Since .

$$k = 0.01 \text{ mm/s} = \left(\frac{0.01}{1000} \right) (60 \times 60 \times 24) = 0.864 \text{ m/day}$$

$$q = 0.864 (10) (5/12) = 3.6 \text{ m}^3/(\text{day} \cdot \text{m})$$

To find the pressure head at point D (Fig. 4.37), we refer to the flow net shown in Fig. 4.36 the pressure head is equal to $(10 + 3.34 \text{ m})$ minus the hydraulic head loss. Point D coincides with the third equipotential line beginning with the upstream side, which means that the hydraulic head loss at that point is $2 (h/N_d) = 2 (10/12) = 1.67 \text{ m}$. So,



شكل (٢٧-٤) ضغط المياه الراقع تحت مقطع السد

$$\text{Pressure head at D} = 13.34 - 1.67 = 11.67 \text{ m}$$

Similarly,

$$\text{Pressure head at E} = (10 + 3.34) - 3 (10/12) = 10.84 \text{ m}$$

$$\text{Pressure head at F} = (10 + 1.67) - 3.5 (10/12) = 8.75 \text{ m}$$

(Note that point F is approximately midway between the fourth and fifth equipotential lines starting from the upstream side.)

$$\text{Pressure head at G} = (10 + 1.67) - 8.5 (10/12) = 4.56 \text{ m}$$

$$\text{Pressure head at H} = (10 + 3.34) - 9 (10/12) = 5.84 \text{ m}$$

$$\text{Pressure head at I} = (10 + 3.34) - 10 (10/12) = 5 \text{ m}$$

The pressure heads calculated above are plotted in Fig. 2.33. Between points F and G, the variation of pressure heads will be approximately linear. The hydraulic uplift force per unit length of the dam, U , can now be calculated as

$$U = \gamma_w (\text{area of the pressure head diagram}) (1)$$

$$= 9.81 \left[\left(\frac{11.67 + 10.84}{2} \right) (1.67) + \left(\frac{10.84 + 8.75}{2} \right) (1.67) \right.$$

$$+ \left(\frac{8.75 + 4.56}{2} \right) (18.32) + \left(\frac{4.56 + 5.84}{2} \right) (1.67) \left. \right]$$

$$+ \left(\frac{5.84 + 5}{2} \right) (1.67) \left. \right]$$

$$\therefore U = 9.81 (18.8 + 16.36 + 121.92 + 8.68 + 9.05)$$

$$= 1714.9 \text{ kN/m}$$

Example 4-9: A masonry dam having a sheetpiling cutoff at the upstream end is located at a reservoir sited, as indicated by the sketch. Draw a flow net for the subsurface flow and compute the seepage. Also calculate the uplift force acting on the base, and the escape gradient of the water at the downstream tip of the dam.

Number flow channels, $N_f = 4$.

Number pressure drops, $N_d = 10$ (note feet of head acting at each equipotential line, where.

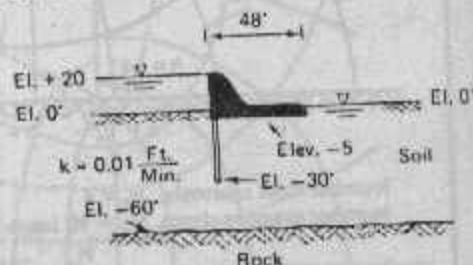
$$\Delta h = \frac{h}{N_d} = \frac{20.0 \text{ ft}}{10} = 2.0 \frac{\text{ft}}{\text{drop}}$$

Seepage

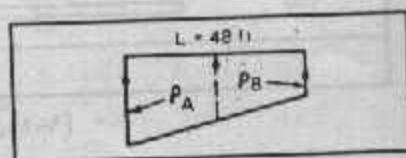
$$q = kH_w \frac{N_f}{N_d} (\text{width}), \text{ or}$$

$$q = \left(0.01 \frac{\text{ft}}{\text{min}} \right) (20 \text{ ft}) \left(\frac{4}{10} \right) (1.0 \text{ ft wide})$$

$$= 0.8 \frac{\text{ft}^3}{\text{min}} \text{ per foot of width}$$



Uplift Force on Base



$$p_A = (5 \text{ ft} + 7 \text{ ft}) \gamma_w$$

$$p_B = (5 \text{ ft} + 2 \text{ ft}) \gamma_w$$

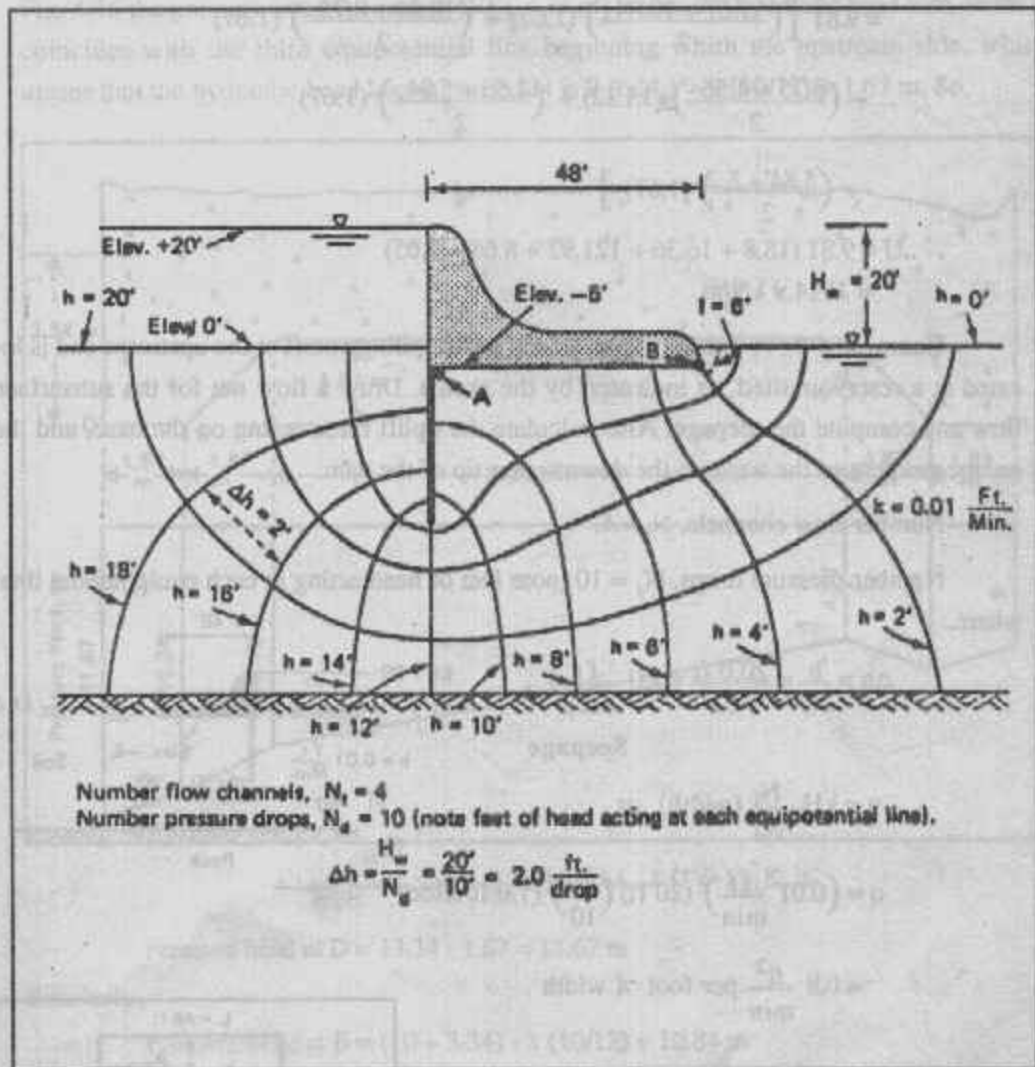
$$\text{Uplift} = \frac{p_A + p_B}{2} (L) = \frac{(12 \text{ ft} + 7 \text{ ft}) (62.4 \text{ lb/ft}^3) (48 \text{ ft})}{2}$$

$$= 29,200 \text{ lb per foot of width (perpendicular to page)}$$

Escape Gradient at Downstream Tip

Δh between last two equipotential lines = 2.0 ft, and $l = 6 \text{ ft}$

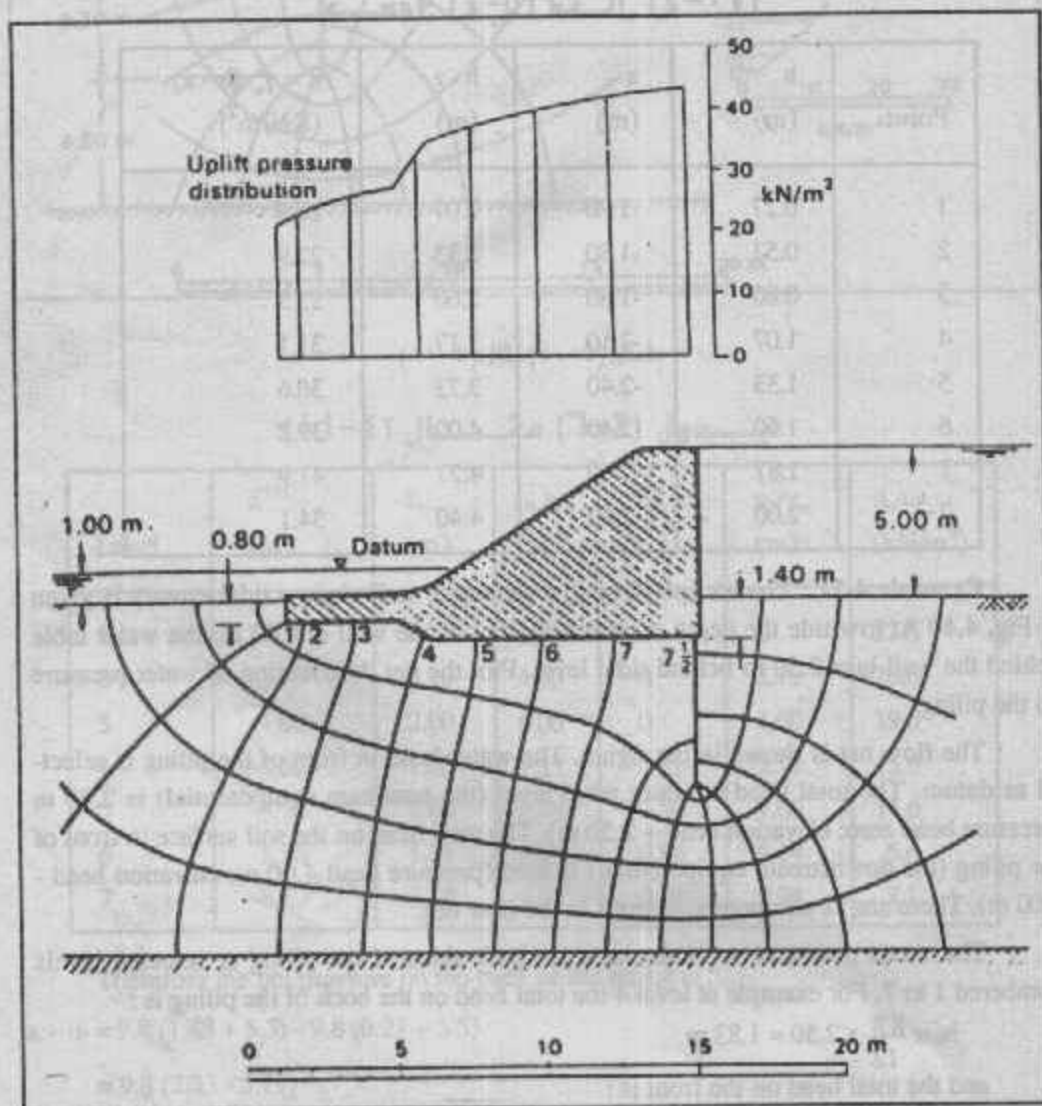
$$i = \frac{\Delta h}{l} = \frac{2}{6} = 0.33 \text{ (therefore erosion not expected)}$$



شكل (٢٨-٤) شبكة السريان المثال (٤-٩)

Example 4-10 : The section through a dam is shown in Fig. 4.39 Determine the quantity of seepage under the dam and plot the distribution of uplift pressure on the base of the dam. The coefficient of permeability of the foundation soil is 2.5×10^{-3} m/s.

The flow net is shown in the figure. The downstream water level is selected as datum. Between the upstream and downstream equipotentials the total head loss is 4.00 m. In the flow net there are 4.7 flow channels and 15 equipotential drops. The seepage is given by :



شکل (۴-۲۹) مثال (۴-۱۰)

$$q = kh \frac{N_f}{N_d} = 2.5 \times 10^{-5} \times 4.00 \times \frac{4.7}{15}$$

$$= 3.1 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s (per m)}$$

The pore water pressure is calculated at the points of intersection of the equipotentials with the base of the dam. The total head at each point is obtained from the flow net and the elevation head from the section. The calculations are shown in Table 4.5 and the pressure diagram is plotted in Fig. 4.39.

جدول (0-Σ) مثال (1-Σ)

Point	h (m)	z (m)	h - z (m)	u = γ _w (h - z) (KN/m ²)
1	0.27	-1.80	2.07	20.3
2	0.53	-1.80	2.33	22.9
3	0.80	-1.80	2.60	25.5
4	1.07	-2.10	3.17	31.1
5	1.33	-2.40	3.73	36.6
6	1.60	-2.40	4.00	39.2
7	1.87	-2.40	4.27	41.9
7 $\frac{1}{2}$	2.00	-2.40	4.40	34.1

Example 4-11 : The section through a sheet pile wall along a tidal estuary is given in Fig. 4.40 At low tide the depth of water in front of the wall is 4.00 m; the water table behind the wall lags 2.50 m behind tidal level. Plot the net distribution of water pressure on the piling.

The flow net is shown in the figure. The water level in front of the piling is selected as datum. The total head at water table level (the upstream equipotential) is 2.50 m (pressure head zero; elevation head + 2.50 m). The total head on the soil surface in front of the piling (the downstream equipotential) is zero (pressure head 4.00 m; elevation head - 4.00 m). There are 12 equipotential drops in the flow net.

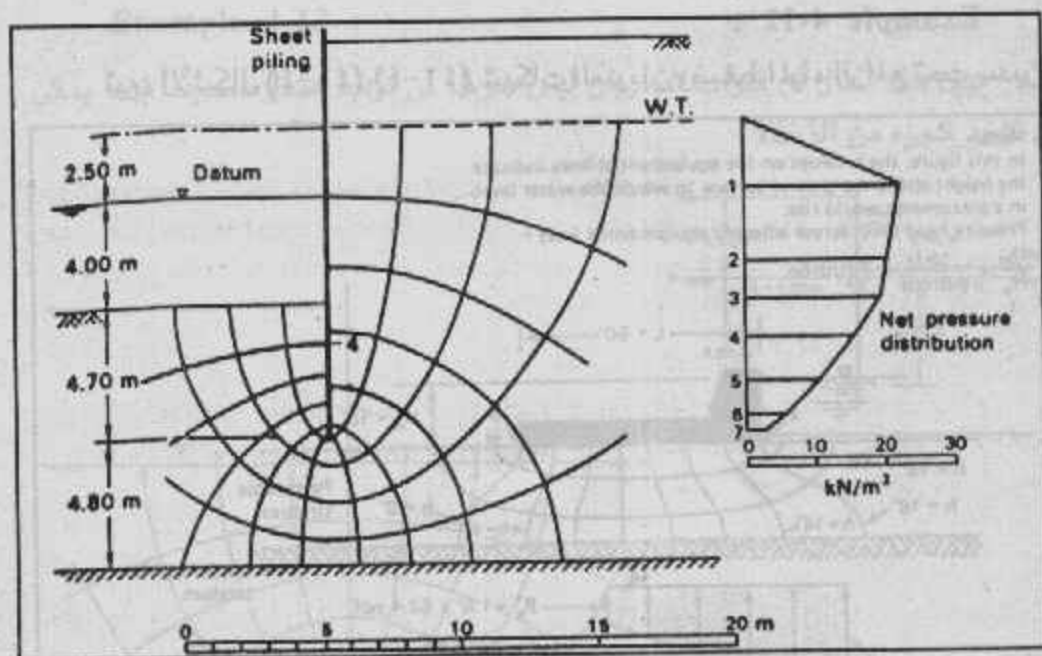
The water pressures are calculated on both sides of the piling at selected levels numbered 1 to 7. For example at level 4 the total head on the back of the piling is :

$$h_b = \frac{8.8}{12} \times 2.50 = 1.83 \text{ m}$$

and the total head on the front is :

$$h_f = \frac{1}{12} \times 2.50 = 0.21 \text{ m}$$

The elevation head at level 4 is - 5.5 m.



شكل (٤-١) مثال (٤-١١)

جدول (٦-٤) مثال (٤-١١)

Level	z (m)	h_b (m)	u_b/γ_w (m)	h_r (m)	u_r/γ_w (m)	u_b/u_r (kN/m^2)
1	0	2.30	2.30	0	0	22.6
2	-2.70	2.10	4.80	0	2.70	20.6
3	-4.00	2.00	6.00	0	4.00	19.6
4	-5.50	1.83	7.33	0.21	5.71	15.9
5	-7.10	1.68	8.78	0.50	7.60	11.6
6	-8.30	1.51	9.81	0.84	9.14	6.6
7	-8.70	1.25	9.95	0.04	9.74	2.1

Therefore the net pressure on the back of the piling is :

$$u_b - u_r = 9.8 (1.83 + 5.5) - 9.8 (0.21 + 5.5)$$

$$= 9.8 (7.33 - 5.71)$$

$$= 15.9 \text{ kN/m}^2.$$

The calculations for the selected points are shown in Table 4.6 and the net pressure diagram is plotted in Fig. 4.40.

Example 4-12 :

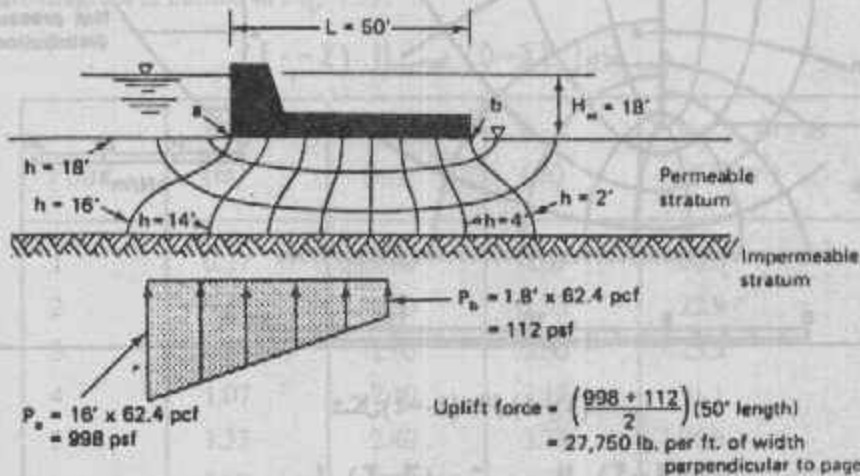
تبيين الأشكال (٤١-٤)، (٤٢-٤) شبكات السريان وضغط المياه الرافع تحت سددين.

Note:

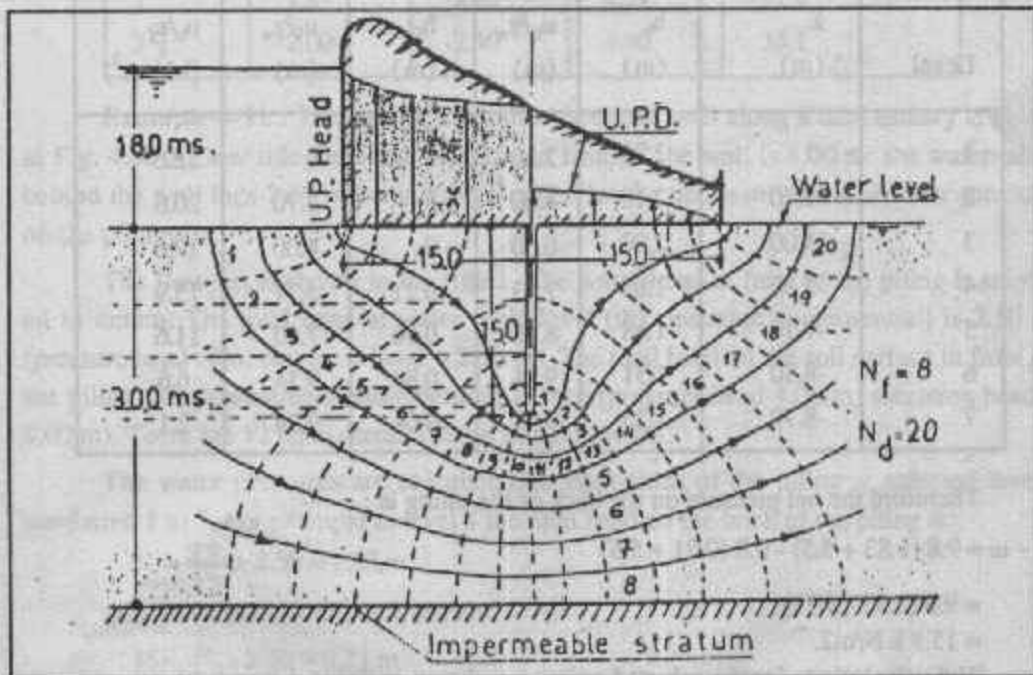
In this figure, the h values on the equipotential lines indicate the height above the ground surface to which the water level in a piezometer would rise.

Pressure head (drop across adjacent equipotential lines) =

$$\frac{H_w}{N_d} = \frac{18 \text{ ft}}{9 \text{ drops}} = 2 \text{ ft/drop.}$$



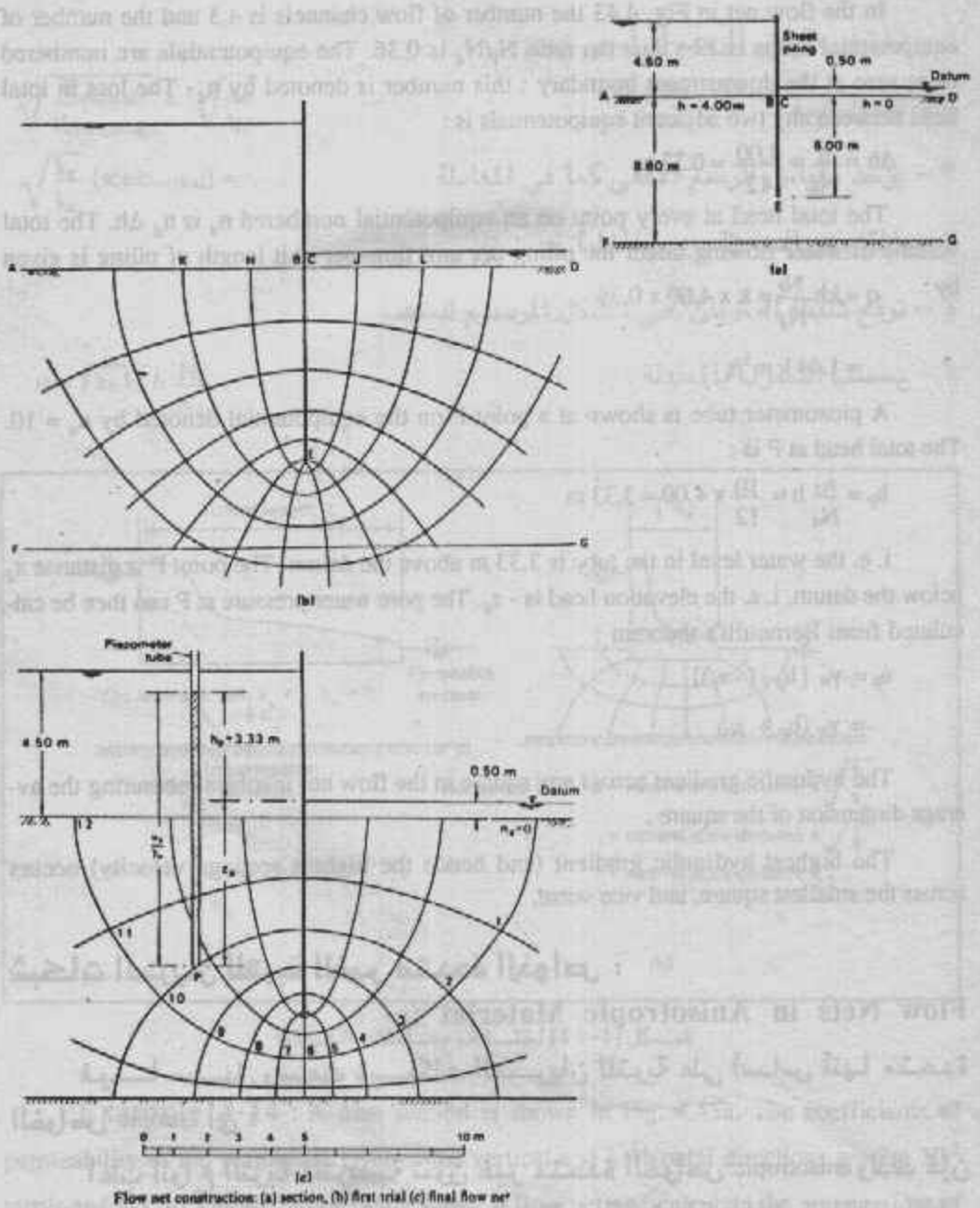
شكل (٤١-٤) شبكة السريان وضغط المياه تحت سد



شكل (٤٢-٤) شبكة السريان وضغط المياه الرافع

Example 4-13 :

يبين هذا المثال أن قنوات السريان ليس شرطاً أن تؤخذ عدداً صحيحاً إنما يمكن أن تؤخذ كجزء من الوحدة .



شكل (٤-٤٣) مثال (٤-١٣)

In general, the areas between the last flow line and the lower boundary will not be square but the length/breadth ratio of each area should be constant within this flow channel. In constructing a flow net it is a mistake to draw too many flow lines : typically 4 to 5 flow channels are sufficient.

In the flow net in Fig. 4.43 the number of flow channels is 4.3 and the number of equipotential drops is 12 : thus the ratio N_f/N_d is 0.36. The equipotentials are numbered from zero at the downstream boundary : this number is denoted by n_d . The loss in total head between any two adjacent equipotentials is :

$$\Delta h = \frac{h}{N_d} = \frac{4.00}{12} = 0.33 \text{ m}$$

The total head at every point on an equipotential numbered n_d is $n_d \Delta h$. The total volume of water flowing under the piling per unit time per unit length of piling is given by :

$$q = kh \frac{N_f}{N_d} = k \times 4.00 \times 0.36$$

$$= 1.44 \text{ k m}^3/\text{s}$$

A piezometer tube is shown at a point P on the equipotential denoted by $n_d = 10$. The total head at P is :

$$h_p = \frac{n_d}{N_d} h = \frac{10}{12} \times 4.00 = 3.33 \text{ m}$$

i. e. the water level in the tube is 3.33 m above the datum. The point P is distance z_p below the datum, i. e. the elevation head is $-z_p$. The pore water pressure at P can then be calculated from Bernoulli's theorem :

$$u_p = \gamma_w \{ h_p - (-z_p) \}$$

$$= \gamma_w (h_p + z_p)$$

The hydraulic gradient across any square in the flow net involves measuring the average dimension of the square .

The highest hydraulic gradient (and hence the highest seepage velocity) occurs across the smallest square, and vice versa.

شبهات السريان للتربة الغير متحدة الخواص :

Flow Nets in Anisotropic Material :

فيما سبق رسمت شبكات السريان للتربة على أساس أنها متحدة

الخواص Isotropic أى :

أغلب أنواع التربة المترسبة تكون غير متحدة الخواص anisotropic ولذلك فإن

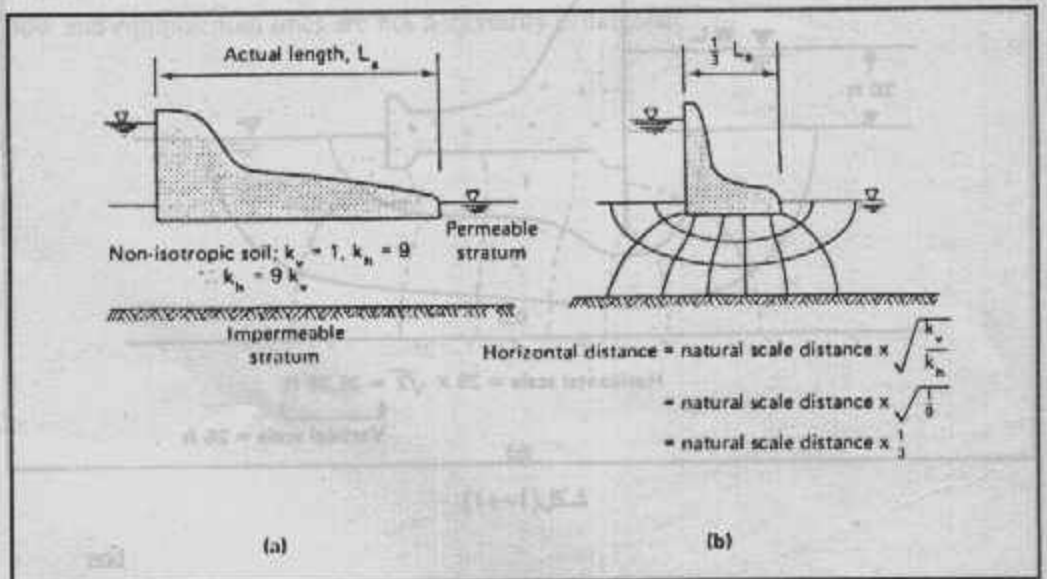
معامل النفاذية يأخذ أقصى قيمة فى اتجاه الطبقات وأقل قيمة فى الاتجاه المتعامد على

الطبقات. وعلى افتراض السريان فى اتجاهين x, z فإن :

وبذلك نستطيع أن نصل إلى نفس المعادلات التفاضلية التي تستخدم لتحليل شبكات السريان في التربة المتحدة الخواص.

وتتلخص خطوات رسم شبكة السريان للتربة الغير متحدة الخواص فيما يلي :

- ١ - اختيار مقياس الرسم الرأسى .
- ٢ - تعيين قيمة $\sqrt{\frac{k_v}{k_h}}$
- ٣ - يؤخذ مقياس الرسم الأفقى كما فى المعادلة : $\sqrt{\frac{k_v}{k_h}} (\text{scale}_{\text{vertical}}) =$
- ٤ - بالمقاييس السابقة يرسم المنشأ .
- ٥ - توقع شبكة السريان على الشكل المرسوم للمنشأ .
- ٦ - بحسب التسرب بالمعادلة : $q = \sqrt{k_x k_z} h \frac{N_f}{N_d}$



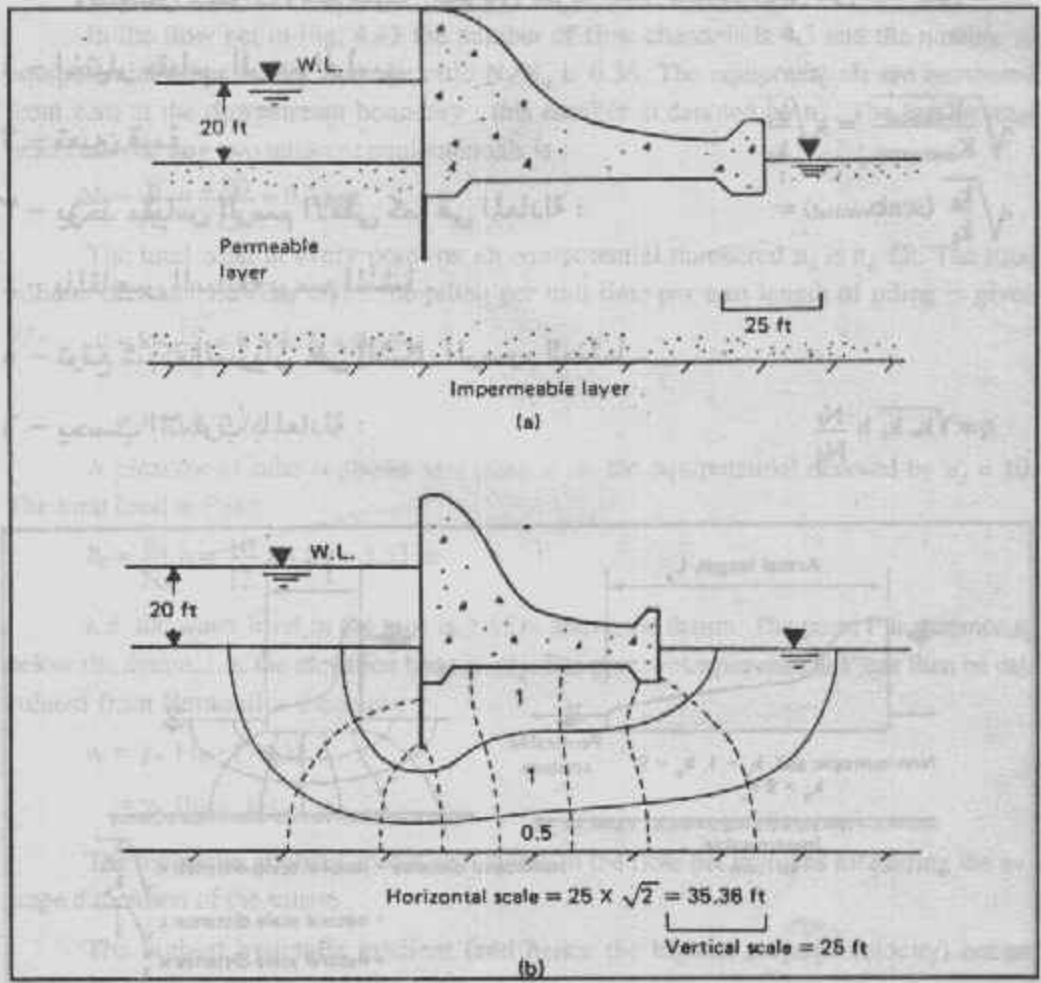
شكل (٤-٤٤) اختلاف معاملات النفاذية

Example 4-14 : A dam section is shown in Fig. 4.45a. The coefficients of permeability of the permeable layer in the vertical and horizontal directions are 2×10^{-2} mm/s and 4×10^{-2} mm/s, respectively. Draw a flow net and calculate the seepage loss of the dam in $\text{ft}^3 / (\text{day} \cdot \text{ft})$.

SOLUTION : From the given data.

$$k_1 = 2 \times 10^{-5} \text{ mm/s} = 2.07 \text{ ft/day}$$

$$k_2 = 4 \times 10^{-5} \text{ mm/s} = 11.34 \text{ ft/day}$$



(3-1) 25

and

$$h = 20 \text{ ft}$$

For drawing the flow net,

$$\text{Horizontal scale} = \sqrt{\frac{2 \times 10^{-5}}{4 \times 10^{-5}}} \times (\text{vertical scale})$$

$$= \frac{1}{\sqrt{2}} \times (\text{vertical scale})$$

On The basis of this, the dam section is replotted and the flow net drawn as in Fig. 2.34b. The rate of seepage is given by $q = \sqrt{k_x k_z} h (N_f/N_d)$. From Fig. 4.45b, $N_d = 8$ and $N_f = 2.5$ (the lowermost flow channel has a width-to-length ratio of 0.5). So,

$$q = \sqrt{(5.67) (11.34)} (20) (2.5/8) = 50.12 \text{ ft}^3 / (\text{day} \cdot \text{ft})$$

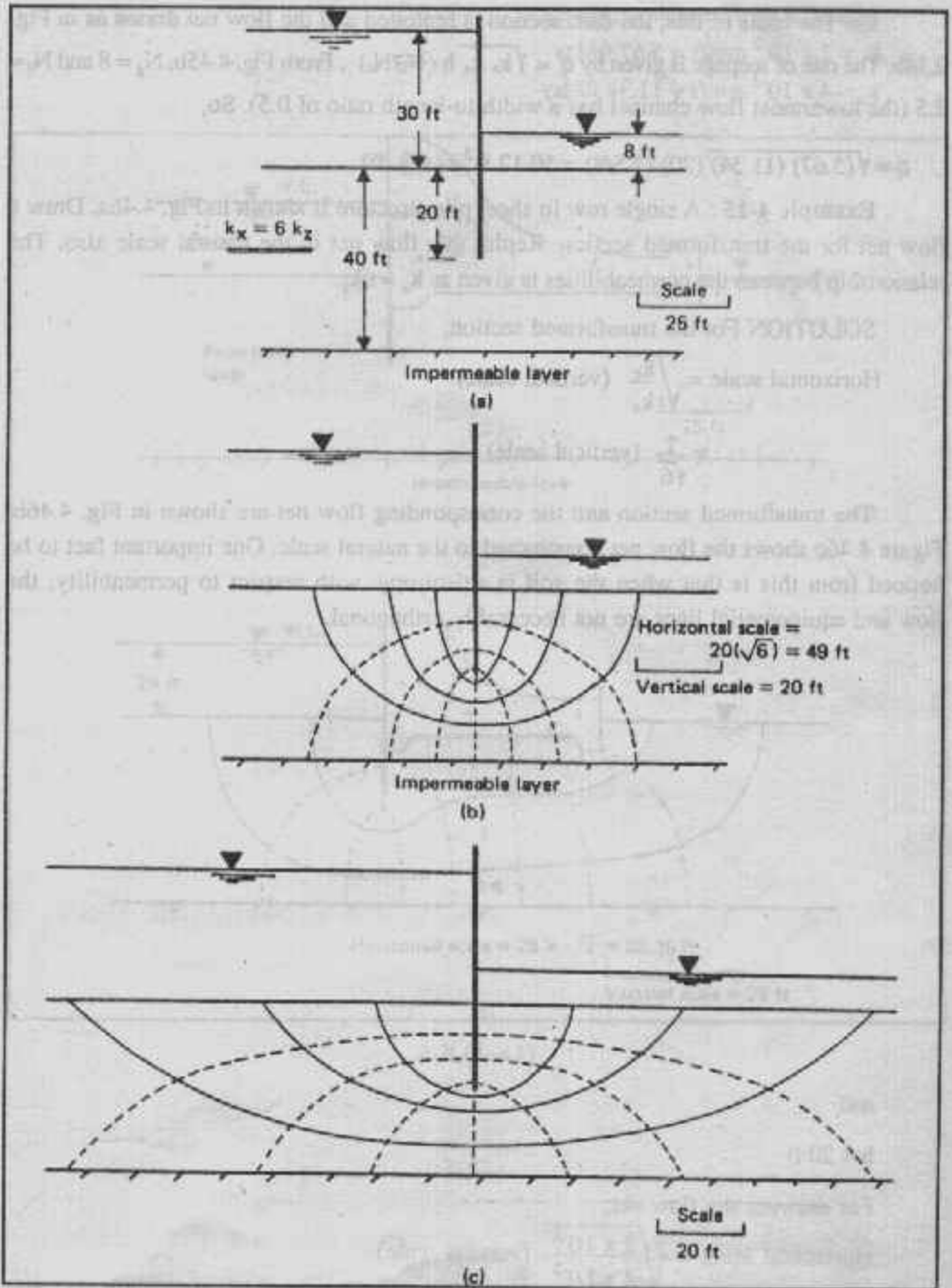
Example 4-15 : A single row of sheet pile structure is shown in Fig. 4.46a. Draw a flow net for the transformed section. Replot this flow net in the natural scale also. The relationship between the permeabilities is given as $k_x = 6k_z$.

SOLUTION For the transformed section,

$$\begin{aligned} \text{Horizontal scale} &= \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} \text{ (vertical scale)} \\ &= \frac{1}{\sqrt{6}} \text{ (vertical scale)} \end{aligned}$$

The transformed section and the corresponding flow net are shown in Fig. 4.46b. Figure 4.46c shows the flow net constructed to the natural scale. One important fact to be noticed from this is that when the soil is anisotropic with respect to permeability, the flow and equipotential lines are not necessarily orthogonal.



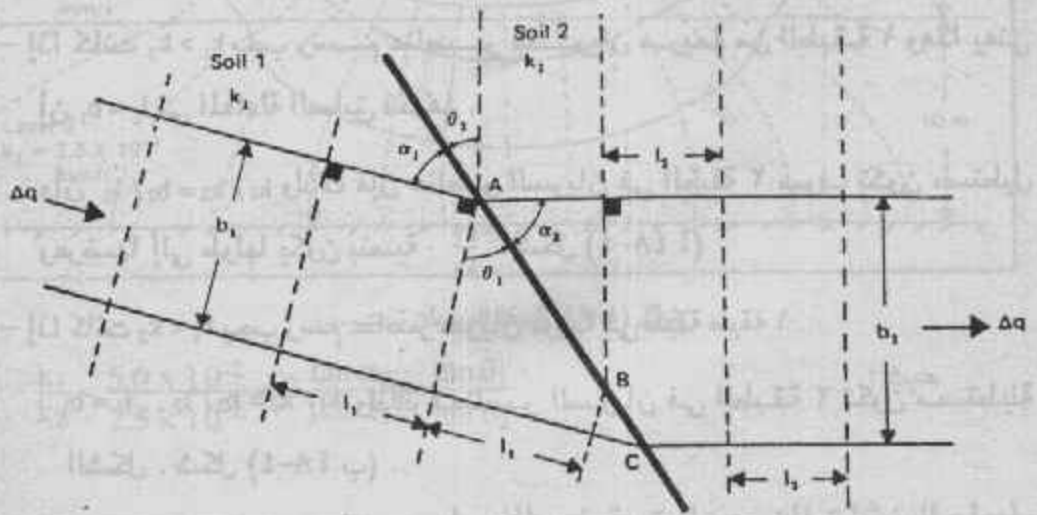


(17-1) ك. ش

شبهات التسرب للتربة الغير متجانسة :

Flow net in Nonhomogeneous soil :

حينما تكون التربة غير متجانسة فإن معامل النفاذية يختلف من طبقة إلى طبقة، وهنا تنكسر خطوط شبكة التسرب وتسمى transfer condition ويبين شكل (٤٧-٤) حالة عامة لقناة سريان عبر الحدود بين طبقتين في التربة، حيث الطبقتان ١، ٢ لهما معاملا نفاذية k_1, k_2 على الترتيب والخطوط المنكسرة والمرسومة عبر قنوات السريان هي خطوط جهد .



شكل (٤٧-٤) حالة التسرب

وباعتبار Δh هي الجهد الهيدروليكي المفقود بين خطي جهد ..
وباعتبار وحدة الطول على المقطع المبين في الشكل فإن معدل التسرب خلال قناة التسرب هو :

$$\Delta q = k_1 \frac{\Delta h}{l_1} (b_1 \times 1) = k_2 \frac{\Delta h}{l_2} (b_2 \times 1)$$

$$\text{or } \frac{k_1}{k_2} = \frac{b_2/b_1}{l_1/l_2}$$

وبالرجوع إلى الشكل (٤٧-٤) :

$$l_1 = AB \sin \theta_1 = AB \cos \alpha_1$$

$$l_2 = AB \sin \theta_2 = AB \cos \alpha_2$$

$$b_1 = AC \cos \theta_1 = AC \sin \alpha_1$$

$$b_2 = AC \cos \theta_2 = AC \sin \alpha_2$$

$$\frac{b_1}{l_1} = \frac{\cos \theta_1}{\sin \theta_1} = \frac{\sin \alpha_1}{\cos \alpha_1}$$

or $\frac{b_1}{l_1} = \frac{1}{\tan \theta_1} = \tan \alpha_1$

$$\frac{b_2}{l_2} = \frac{\cos \theta_2}{\sin \theta_2} = \frac{\sin \alpha_2}{\cos \alpha_2}$$

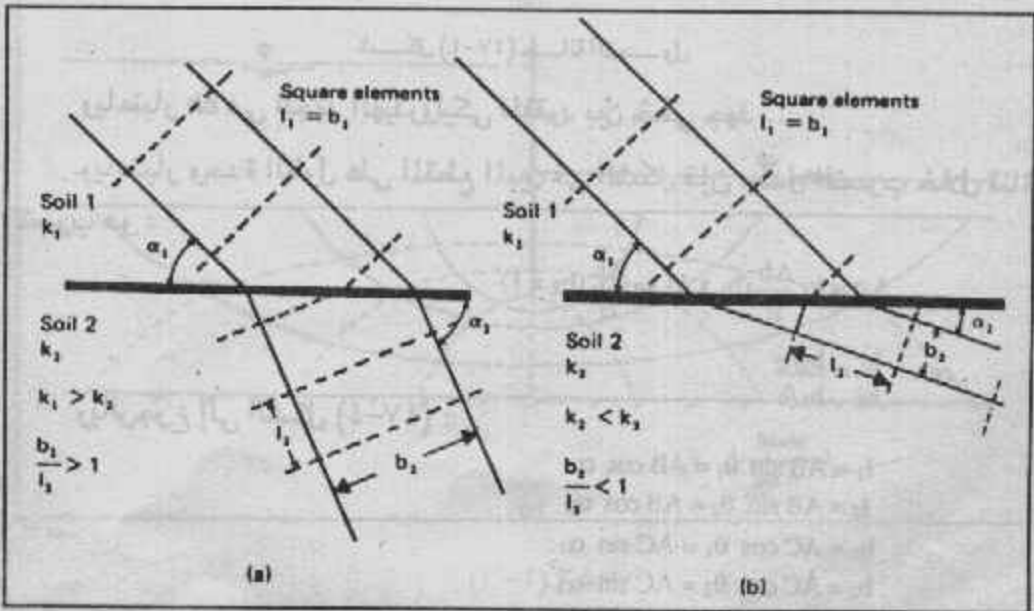
ويجب مراعاة ما يلي عند رسم شبكات السريان للتربة الغير متجانسة :

- إذا كانت $k_1 > k_2$ يجب رسم عناصر سريان مربعة من الطبقة ١ وهذا يعني أن $l_1 = b_1$ في المعادلة السابق ذكرها .

وأن $k_1 / k_2 = b_2 / l_2$ وذلك فإن عناصر السريان في الطبقة ٢ سوف تكون مستطيل وعرضها إلى طولها يكون بنسبة $\frac{k_1}{k_2}$. شكل (٤٨-٤) (أ)

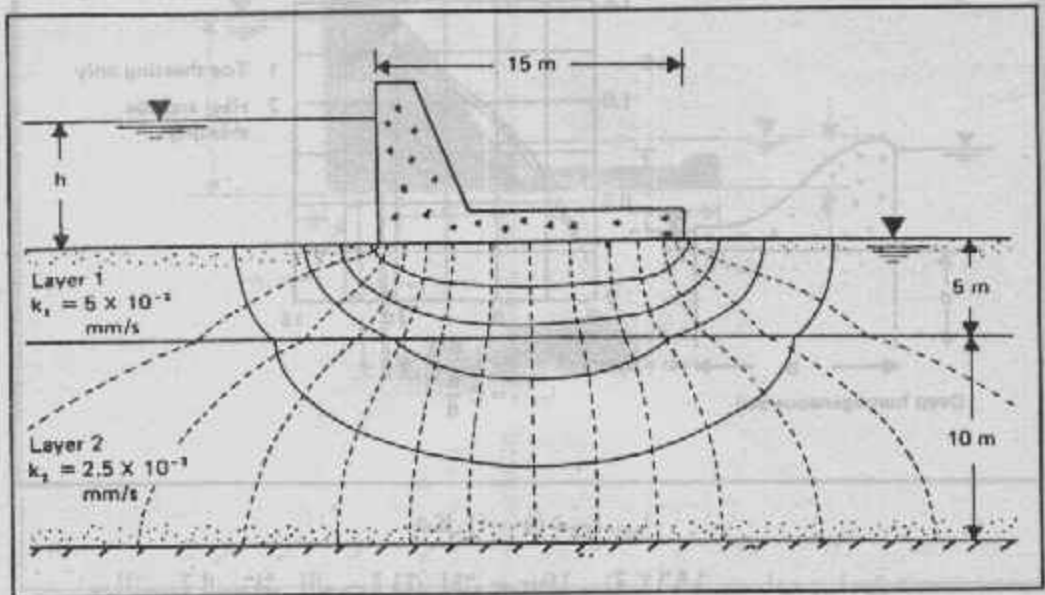
- إذا كانت $k_1 < k_2$ يجب رسم عناصر سريان مربعة في طبقة ١

وذلك فعناصر السريان في الطبقة ٢ تكون مستطيلة الشكل . الشكل (٤٨-٤) (ب) .



شكل (٤٨-٤) قنوات السريان على الحدود بين طبقتين مختلفتين من معامل النفاذية

وبين شكل (٤-٤٩) مثال لرسم شبكة السريان لسد على طبقتين



شكل (٤-٤٩) شبكة السريان تحت سد

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{5.0 \times 10^{-2}}{2.5 \times 10^{-3}} = 2 \frac{\tan \alpha_2}{\tan \alpha_1} = \frac{\tan \theta_1}{\tan \theta_2} \quad \text{حيث :}$$

أمان المنشآت الهيدروليكية ضد الفوران :

Safety of Hydraulic structures against piping (or heaving) :

وقد يحدث نتيجة تسرب المياه وحدوث الضغط الراجع حدوث انتفاخ في كتلة التربة أو فوران فيها .

وطبقاً لأبحاث Haza سنة ١٩٣٥ فإنه يحسب معامل الأمان ضد الفوران F_s كما

$$F_s = \frac{i_{cr}}{i_{exit}} \quad i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad \text{يلي :}$$

where i_{exit} is the maximum exit gradient.

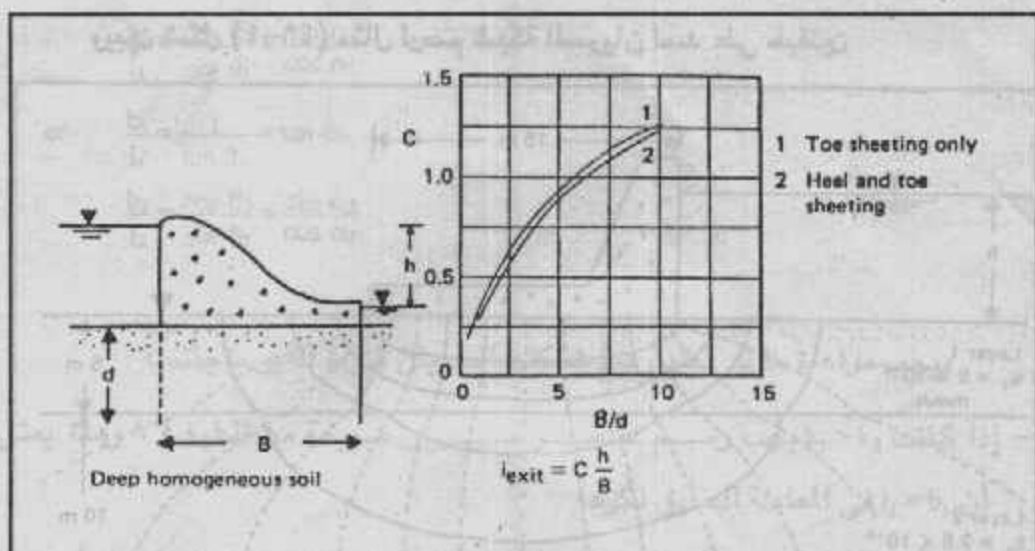
حيث i_{cr} بين ٠.٨٥ إلى ١.١ .

أما عن i_{exit} فهي تعين من شكل ٤ : ويمكن أيضاً من :

$$i_{exit} = \frac{\Delta h}{l}$$

حيث Δh هو الجهد المقصود بين خطي الجهد الآخرين ، l طول عنصر السريان .

ومعامل الأمان يكون بين ٣ ← ٤ .



شكل (٤-٥٠) تعيين i_{exit}

وبالنسبة للستائر اللوحية فقد اقترح Harr سنة ١٩٦٢ حساب i_{exit} من :

$$i_{exit} = \frac{1}{\pi} \frac{\text{maximum hydraulic head}}{\text{depth of penetration of sheet pile}}$$

أما Lane سنة ١٩٣٥ فقد اقترح مدخل عملي عن طريق مسافة الزحف الوزني L_w والذي يُعَيَّن من أقصر مسار للسريان :

$$L_w = \frac{\sum L_i h_i}{3} = \sum L_v$$

where L_w = weighted creep distance

$\sum L_n = L_{n1} + L_{n2} + \dots$ = sum of horizontal distance along shortest flow path

(see Fig. 4-51)

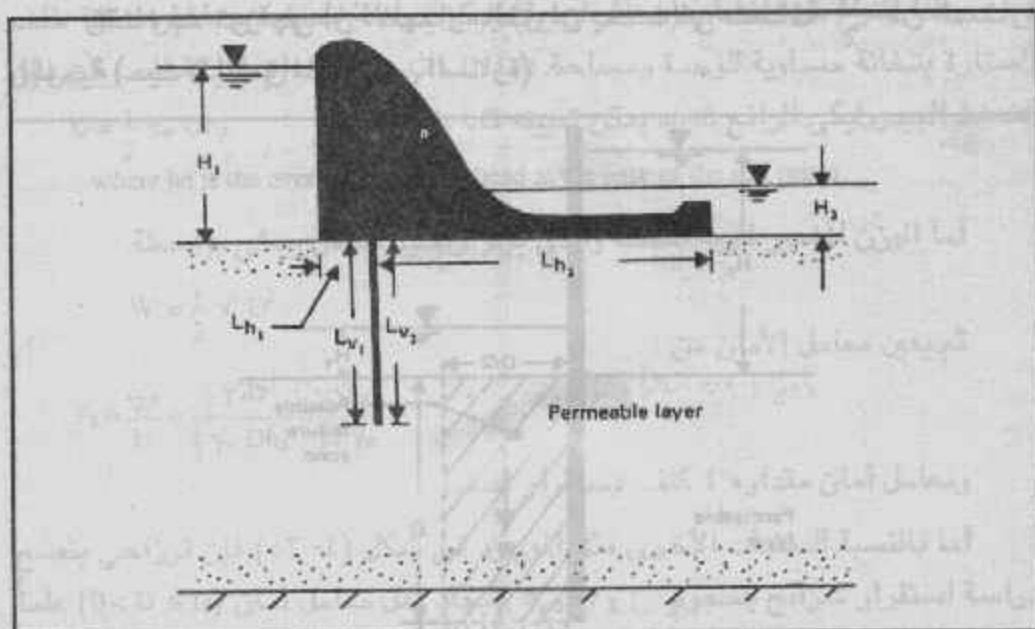
$\sum L_v = L_{v1} + L_{v2} + \dots$ = sum of vertical distances along shortest flow path

(see Fig. 4-51)

وبتعيين مسافة الزحف يمكن حساب نسبة الزحف الوزني شكل (٤-٥١) :

$$\text{Weighted creep ratio} = \frac{L_w}{H_1 - H_2}$$

ولكى يكون المنشأ آمناً ضد القوران فإن Lane اقترح أن نسبة الزحف الوزني يجب أن تتساوى أو تكون أكبر من القيم الآمنة في جدول (٤-٧) ، وإذا كان مقطع المنشأ بحيث يكون أقصر مسار سريان يميل بأكثر من ٤٥ درجة فإنه يعتبر مسار رأسى .



شكل (٤-٥) مسافة الزحف الوزني

جدول (٧-٤) القيم الآمنة لنسبة الزحف الوزني

Safe values for the weighted creep ratio

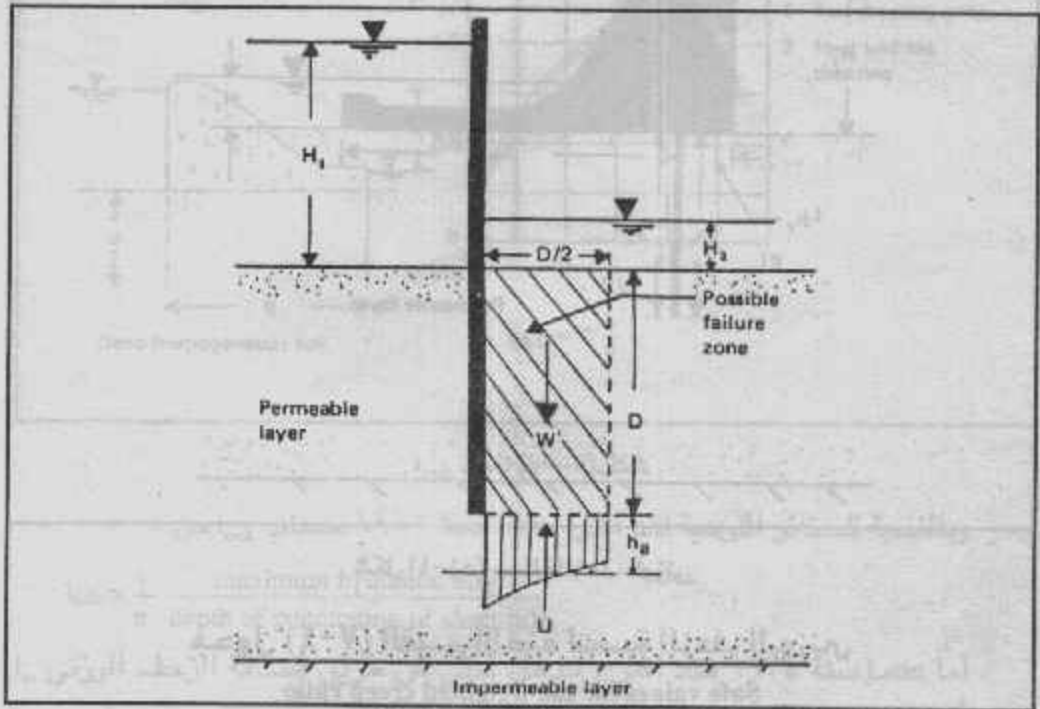
Material	Safe weighted creep ratio
Very fine sand or silt	8.5
Fine sand	7.0
Medium sand	6.0
Coarse sand	5.0
Fine gravel	4.0
Coarse gravel	3.0
Soft to medium clay	2.0-3.0
Hard clay	1.8
Hard pan	1.6

وإذا كان يميل بزاوية أقل من 45° فإنه يعتبر مسار أفقي .

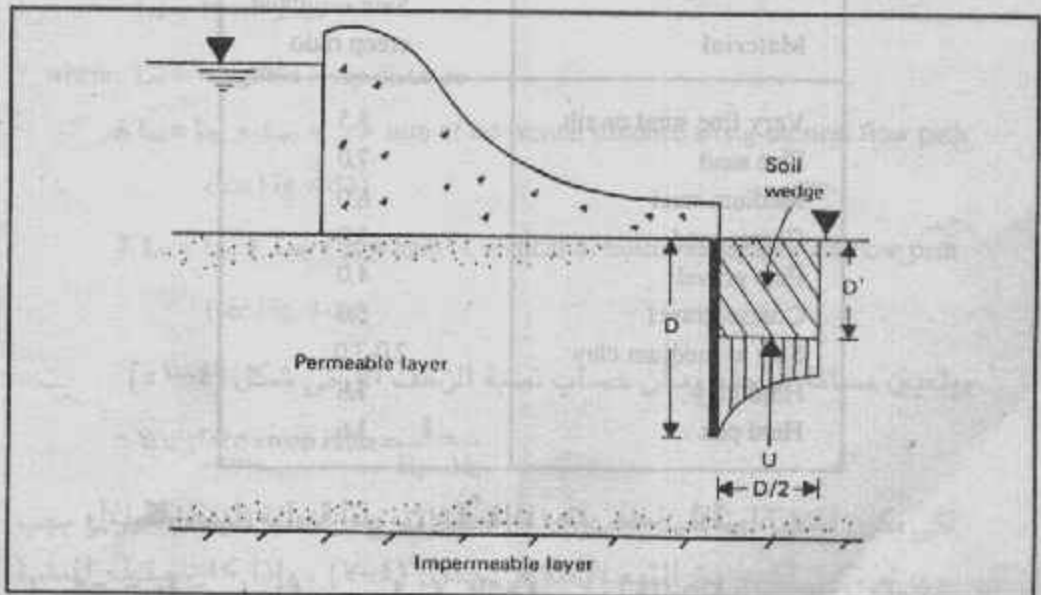
طريقة تيرزاجي لحساب معامل الأمان ضد الفوران (Terzaghi (1922) :

ثم عمل عدد من اختبارات النماذج Model على ستائر لوحية كما في شكل ٤ :

ولقد وجد ترزاجي أن الانهيار بالفوران يحدث في مسافة $\frac{D}{2}$ من الستارة واللوحية (حيث D العمق المدفون من الستارة).



شكل (٤-٥٢) الانهيار بالفوران



شكل (٤-٥٣) الأمان ضد الفوران تحت السد

وهذا النوع من المنشآت (ستائر لوحية) يمكن دراسة استقراره بأخذ المنطقة خلف الستارة بتخانة مساوية للوحدة ومساحة $D \times D/2$ ، ثم باستخدام شبكة السريان فإن الضغط الهيدروليكي الرافع uplift يمكن تعيينه كما يلي :

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w D h_e$$

where h_e is the average hydraulic head at the base of the soil prism.

أما الوزن المغمور لتربة المنطقة والذي يؤثر رأسياً لأسفل يعطى بواسطة :

$$W' = \frac{1}{2} \gamma' D^2$$

ثم يعين معامل الأمان من :

$$F_s = \frac{W'}{U} = \frac{\frac{1}{2} \gamma' D^2}{\frac{1}{2} \gamma_w D h_e} = \frac{D \gamma'}{h_e \gamma_w}$$

ومعامل أمان مقداره ≥ 4 كاف لاستقرار المنشأ .

أما بالنسبة للمنشآت الأخرى مثل الموجود في شكل (٤-٥٢) فإن ترزاجي ينصح بدراسة استقرار شرائح بحجوم $1 \times D' \times \frac{D'}{2}$ لإيجاد أقل معامل أمان ($0 < D' \leq D$) علماً بأن معامل أمان من ≥ 4 إلى 5 عند $D' = D$ يعتبر كافياً .

Example 4-16 : A flow net for a single row of sheet piles is given in Fig. 4-31a.

- Determine the factor of safety against piping by Harza's method.
- Determine the factor of safety against piping by Terzaghi's method.

Assume $\gamma' = 10.2 \text{ kN/m}^3$.

SOLUTION Part (a) .

$$i_{\text{exit}} = \frac{\Delta h}{L} \quad \Delta h = \frac{3 - 0.5}{6} = \frac{3 - 0.5}{6} = 0.417 \text{ m}$$

The length of the last flow element can be scaled out of Fig. 2.29 and is approximately 0.82 m. So

$$i_{\text{cr}} = \frac{0.417}{0.82} = 0.509$$

(We can check this with the theoretical equation

$$i_{\text{exit}} = (1/\pi) [(3 - 0.5)/1.5] = 0.53$$

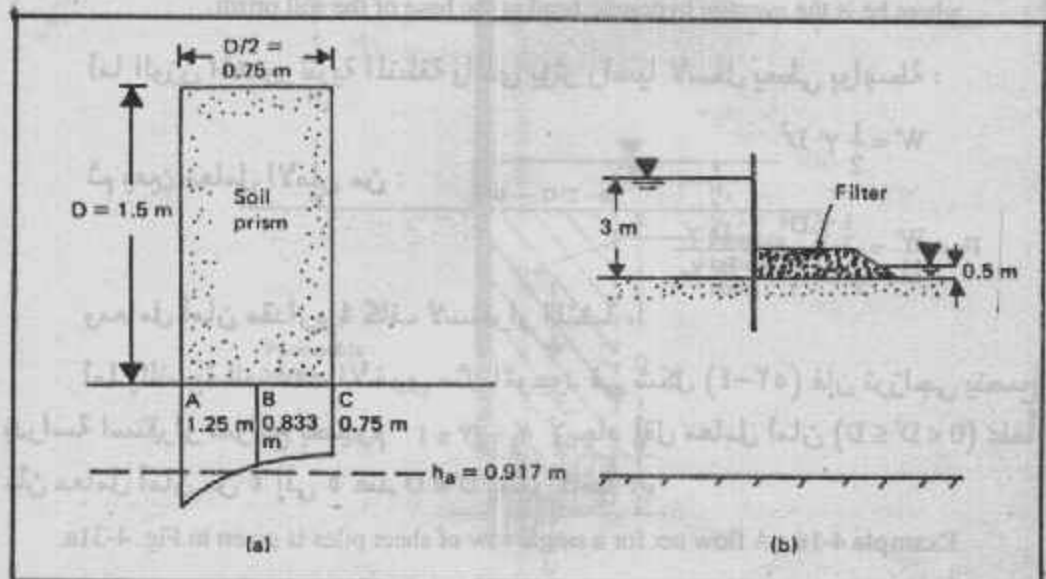
which is close to the value obtained above.)

$$i_{\text{cr}} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{10.2 \text{ kN/m}^3}{9.81 \text{ kN/m}^3} = 1.04$$

So, the factor of safety against piping is

$$\frac{i_{\text{cr}}}{i_{\text{exit}}} = \frac{1.04}{0.509} = 2.04$$

Part (b) : A soil prism of cross section $D \times D/2$, where $D = 1.5$ m, on the downstream side adjacent to the sheet pile is plotted in Fig. 4.54a. The approximate hydraulic heads at the bottom of the prism can be evaluated by using the flow net. Referring to Fig. 4.31a (note that $N_d = 6$),



(a) (b)

$$h_A = \frac{3}{6} (3 - 0.5) = 1.25 \text{ m}$$

$$h_B = \frac{2}{6} (3 - 0.5) = 0.833 \text{ m}$$

$$h_C = \frac{1.8}{6} (3 - 0.5) = 0.75 \text{ m}$$

$$h_a = \frac{0.375}{0.75} \left(\frac{1.25 + 0.75}{2} + 0.833 \right) = 0.917 \text{ m}$$

$$F_s = \frac{D\gamma}{h_a \gamma_w} = \frac{1.5 \times 10.2}{0.917 \times 9.81} = 1.7$$

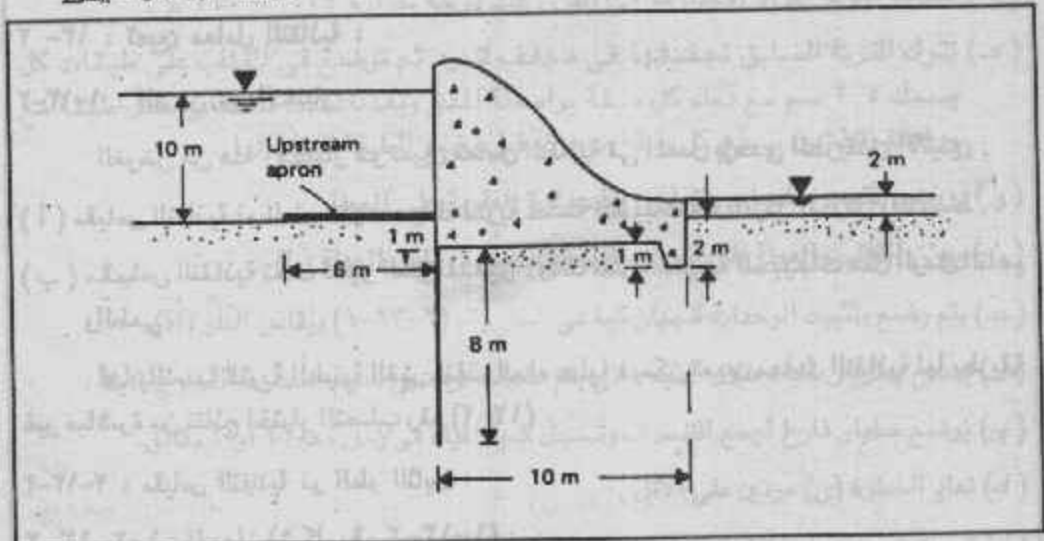
The factor of safety calculated here is rather low. However, it can be increased by placing some filter material on the downstream side above the ground surface as shown in Fig. 2.49b. This will increase the weight of the soil prism.

Example 4.17 : A dam section is shown in Fig. 4.55. The subsoil is fine sand. Using Lane's method, determine whether the structure is safe against piping.

SOLUTION :

$$L_w = \frac{\sum L_h}{3} + \sum L_v$$

$$\sum L_h = 6 + 10 = 16 \text{ m}$$



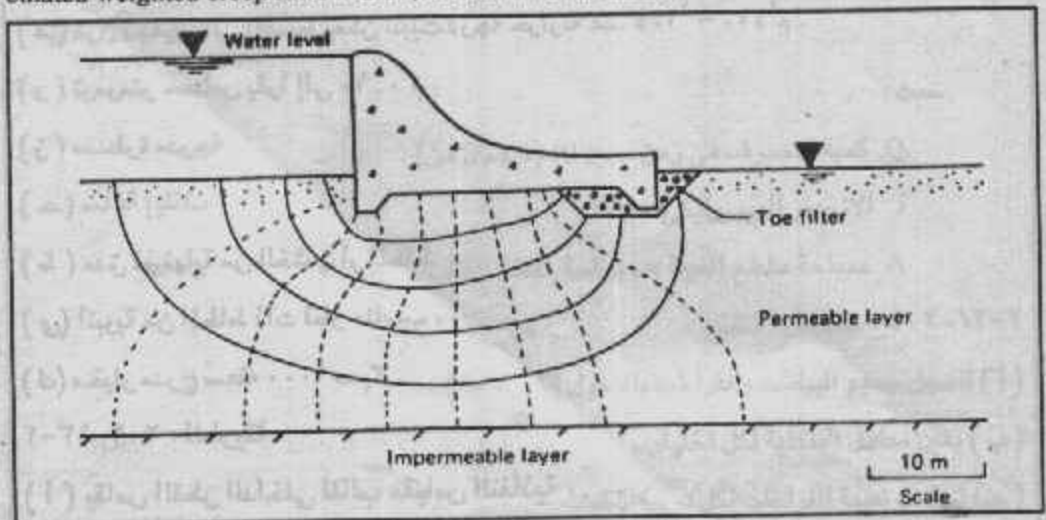
شکل (٤-٥٥)

$$\sum L_v = 1 + (8 + 8) + 1 + 2 = 20 \text{ m}$$

$$L_w = \frac{16}{3} + 20 = 25.33 \text{ m}$$

$$\text{Weighted creep ratio} = \frac{L_w}{H_1 - H_2} = \frac{25.33}{10 - 2} = 3.17$$

From Table 4.7, the safe weighted creep ratio for fine sand is about 7. Since the calculated weighted creep ratio is 3.17, the structure is unsafe.



شکل (٤-٥٦) Flow net under adam with a toe filter

الباب الخامس

التسرب خلال السدود الترابية

Seepage through Earth dams

تقام السدود الترابية بحجز المياه وتخزينها أو لحماية الموقع أثناء التنفيذ لأعمال الأساسات. تعمل السدود الترابية من التراب ولذلك فاختلفا مناسيب المياه أمام وخلف السد يسبب تسرب للمياه من أمام السد خلال السد .

حساب التسرب خلال السد الترابي المقام على طبقة غير منفذة :

Calculation of Seepage through an Earth Dam Resting on an Impervious Base :

توجد عدة طرق لحساب كمية التسرب خلال سد ترابي متجانس منها :

Dupuit's Solution

١ - طريقة ديبويت :

يبين شكل (١-٥) سد ترابي فيه a هو سطح الضغط الحر phreatic surface أو خط السريان الأعلى The uppermost line كمية التسرب خلال وحدة الطول تعطى بقانون دارس $q = k i A$ والميل الهيدروليكي i هو $i = \frac{dz}{dx}$.

$$q = k \frac{dz}{dx} [(z) (1)] = k \frac{dz}{dx} z$$

$$\int_0^d q dx = \int_{H_2}^{H_1} kz dz$$

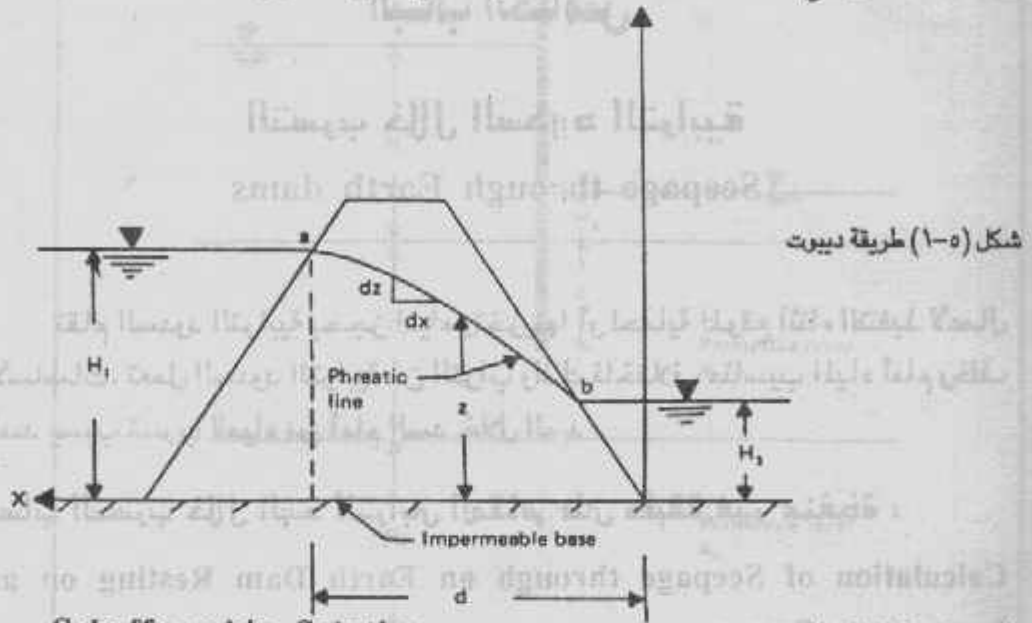
$$qd = \frac{k}{2} (H_1^2 - H_2^2)$$

$$\text{or } q = \frac{k}{2d} (H_1^2 - H_2^2) \dots\dots\dots (1)$$

والمعادلة الأخيرة تمثل معادلة قطع للسطح الحر .

ولم تأخذ المعادلة في اعتبارها المدخل أو المخرج . كما يجب ملاحظة أنه في

حالة $H_z = 0$ يقطع خط الضغط phreaticline سطح الطبقة الغير منفذة .



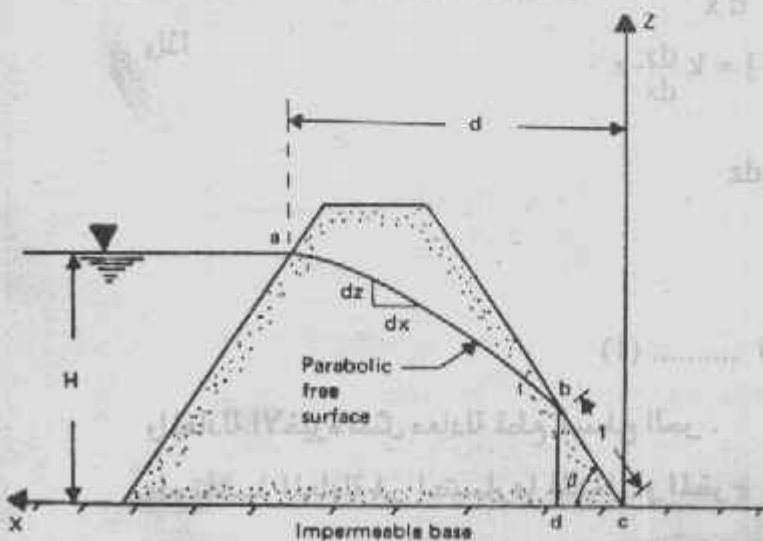
Schaffernak's Solution

٢ - طريقة شافرناك :

للسدود الترابية قدم شافرناك طريقة لحساب التسرب خلال تربتها المتجانسة وفي هذه الطريقة أعتبر خط السريان الحر phreatic line ممائل للخط $a b$ والذي يقطع الميل الخلفي على مسافة a في شكل (٢-٥) والتسرب لوحدة الطول يعين باعتبار المثلث bcd كما يلي :

$$q = k i A$$

$$A = (bd) l = l \sin \beta$$



شكل (٢-٥) طريقة شافرناك

ومن فرض ديبوت فيان :

$$i = dz/dx = \tan \beta$$

$$q = kz \frac{dz}{dx} = (k) (l \sin \beta) (\tan \beta) \dots\dots (2)$$

$$\text{or} \int_{l \sin \beta}^{H} z dz = \int_{l \cos \beta}^d (l \sin \beta) (\tan \beta) dx$$

$$\frac{1}{2} (H^2 - l^2 \sin^2 \beta) = (l \sin \beta) \tan \beta (d - l \cos \beta)$$

$$\frac{1}{2} (H^2 - l^2 \sin^2 \beta) = l \frac{\sin^2 \beta}{\cos \beta} (d - l \cos \beta)$$

$$\frac{H^2 \cos \beta}{2 \sin^2 \beta} - \frac{l^2 \cos \beta}{2} = ld - l^2 \cos \beta$$

$$l^2 \cos \beta - 2ld + \frac{H^2 \cos \beta}{\sin^2 \beta} = 0$$

$$l = \frac{2d \pm \sqrt{4d^2 - 4[(H^2 \cos^2 \beta)/\sin^2 \beta]}}{2 \cos \beta}$$

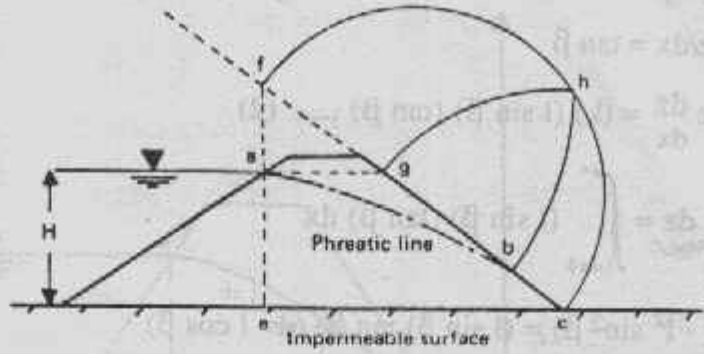
$$l = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}} \dots\dots (2')$$

وبمعرفة l من معادلة (2) يمكن حساب التسرب من :

$$q = k l \sin \beta \tan$$

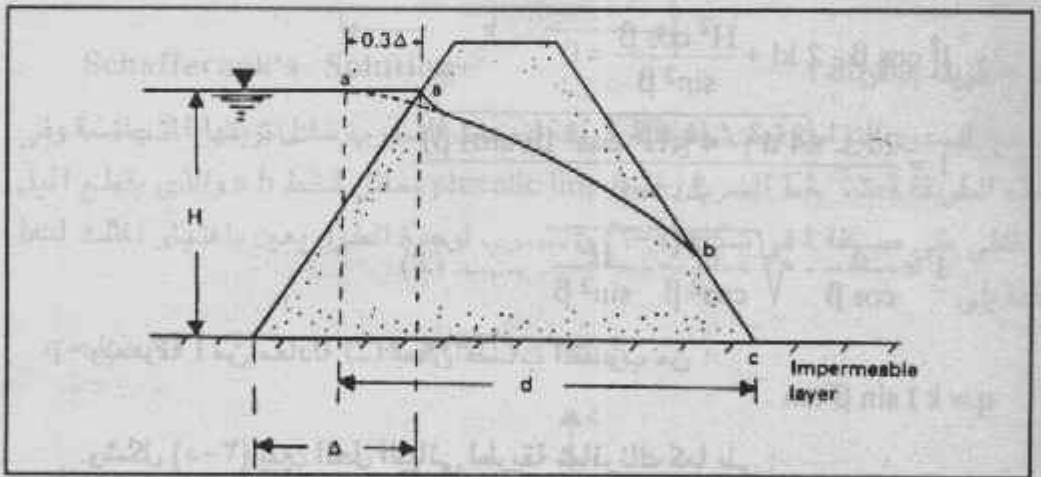
وشكل (3-5) يبين الحل البياني لطريقة شافرناك كما يلي :

- ١ - مد خط الميل الخلفي bc لأعلى .
- ٢ - ارسم خط رأسي ac خلال نقطة a . وهذا يقطع امتداد bc في نقطة f .
- ٣ - ارسم نصف دائرة يكون قطرها fc .
- ٤ - ارسم خط أفقي ag .
- ٥ - من c كمركز و c g كنصف قطر ارسم القوس الدائري gh .
- ٦ - من f كمركز و fh كنصف قطر ارسم القوس الدائري hb .
- ٧ - قس bc = l .



شكل (٢-٤) الحل البياني لطريقة شافرنك

كازاجراندي Casagrande بين عمليا أن القطع a b المبين في شكل (٢-٥) يجب أن يبدأ من نقطة a' كما هو مبين في شكل (٤-٥) .



شكل (٤-٥) المسافة المعدلة d

لاحظ أن $a'a = 0.3 \Delta$ وبهذا التعديل فإن قيمة d المستخدمة في المعادلة (2) هي المسافة الأفقية بين a' , c كما في شكل (٤-٥) .

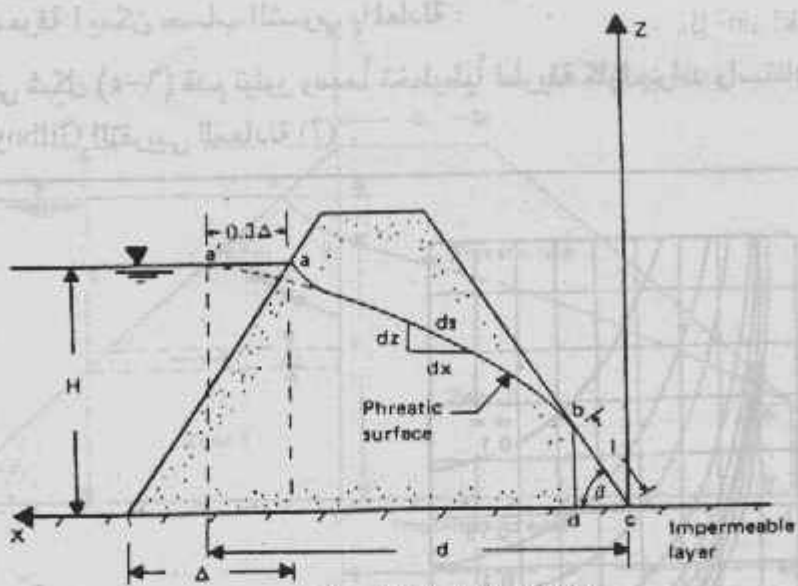
Casagrande's Solution

٣- طريقة كازاجراندي :

المعادلة (c) استنتجت على أساس فرض ديبوت $i = dz / dx$

ولكن كازاجراندي يقترح أن هذه العلاقة تقريبية بالنسبة للحالة الفعلية ويقترح أن

تكون $i = dz / ds$ وعلى هذا :



شكل (٥-٥) طريقة كازاجران

$$i = \frac{dz}{ds} = \sin \beta \quad A = (bd) (l) = l \sin \beta$$

So $q = k \frac{dz}{dx} z = kl \sin^2 \beta \dots\dots (3)$

or $\int_{l \sin \beta}^H z dz = \int_l^s (l \sin^2 \beta) ds$

حيث s هي طول المنحنى من c إلى b حينئذ :

$$\frac{1}{2} (H^2 - l^2 \sin^2 \beta) = l \sin^2 \beta (s - l)$$

$$H^2 - l^2 \sin^2 \beta = 2 ls \sin^2 \beta - 2 l^2 \sin^2 \beta$$

$$l^2 - 2 ls + \frac{H^2}{\sin^2 \beta} = 0 \dots\dots (4)$$

وحل هذه المعادلة هو :

$$l = s - \sqrt{s^2 - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}} \dots\dots (5)$$

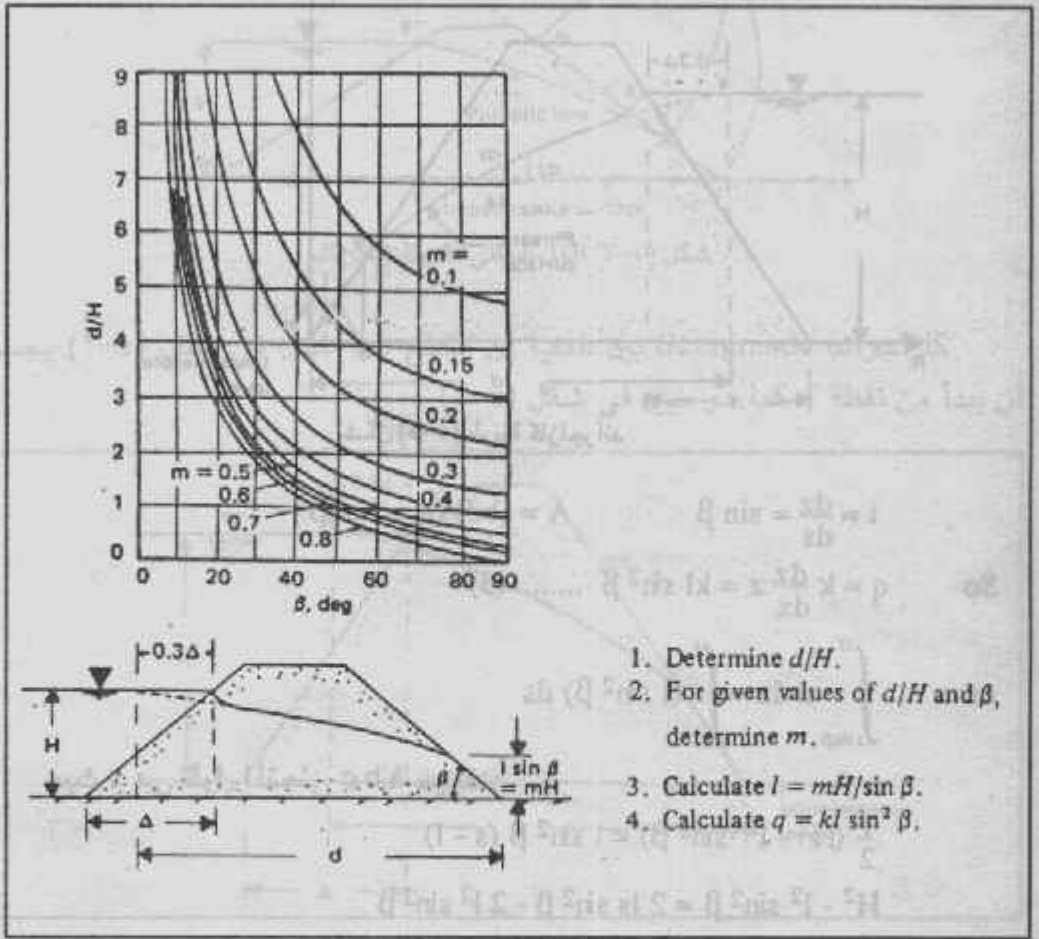
ويخطأ ٤ إلى ٥٪ يمكن تقريب S إلى الخط المستقيم من c إلى a .

$$s = \sqrt{d^2 + H^2} \dots\dots (6)$$

ومن المعادلة (5) ، (6) :

$$l = \sqrt{d^2 + H^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \cot^2 \beta} \dots (7)$$

ويمعرفة ا يمكن حساب التسرب بالمعادلة : $q = kl \sin^2 \beta$.
 وفي شكل (٦-٥) قدم تيلور رسماً تخطيطياً لطريقة كازاجراندي واستناداً على حل
 جيلبوي Gilboy التقريبي للمعادلة (7).

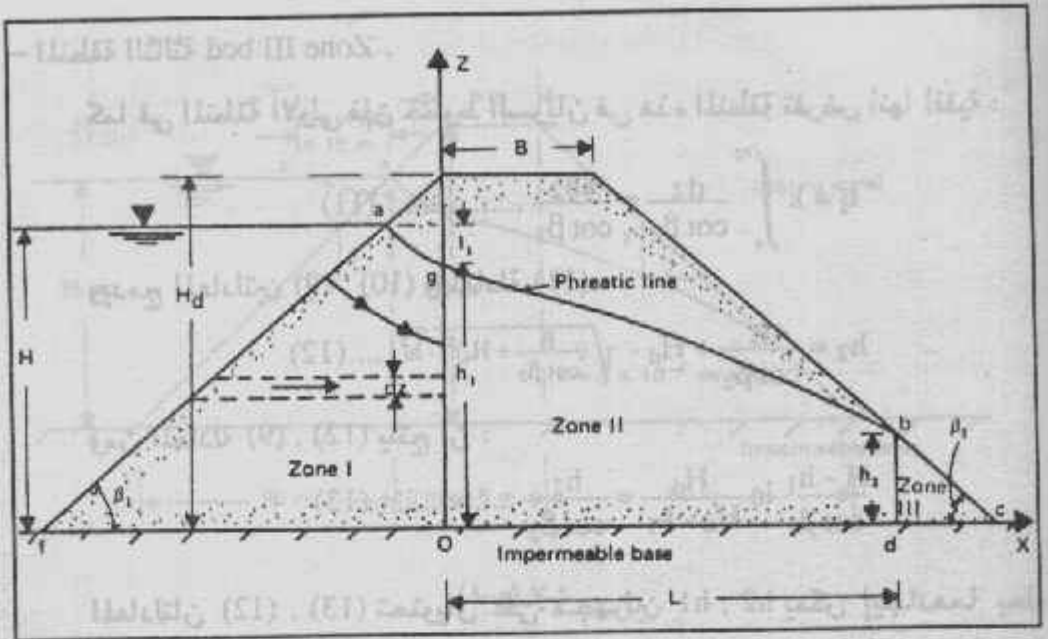


1. Determine d/H .
2. For given values of d/H and β , determine m .
3. Calculate $l = mH/\sin \beta$.
4. Calculate $q = kl \sin^2 \beta$.

شكل (٦-٥) مخطط لطريقة كازاجراندي المستند على حل جيلبوي

٤ - طريقة بافلوفسكي : Pavlovsky's Solution

بافلوفسكي قدم طريقة لحساب التسرب خلال السدود الترابية شكل (٧-٥)
 ومقطع السد يقسم إلى ثلاث مناطق يحسب التسرب في كل منطقة كما يلي :
 - المنطقة الأولى Zone I في هذه المنطقة خطوط التسرب منحنيات ولكن
 بافلوفسكي أحل محلها بخطوط أفقية .



شكل (٧-٥) طريقة بالفلوفسكي

ومعدل التسرب خلال الشريحة dz يعطى :

$$dq = ki \, dA \quad dA = (dz) (1) = dz$$

$$i = \frac{\text{loss of head, } l_1}{\text{length of flow}} = \frac{l_1}{(H_d - z) \cot \beta_1}$$

$$\text{So, } q = \int dq = \int_0^{h_1} \frac{kl_1}{(H_d - z) \cot \beta_1} dz = \frac{kl_1}{\cot \beta_1} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1}$$

$$\text{But } l_1 = H - h_1$$

$$q = \frac{k(H - h_1)}{\cot \beta_1} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1} \dots \dots \dots (8)$$

المنطقة الثانية ogbd وهي Zone II

السريان في هذه المنطقة يحسب بمعادلة ديبوت (1) ، ويوضع h_1 مكان H_1 و h_2 مكان H_2 و L مكان d وبذلك تصبح المعادلة (1) :

$$q = \frac{k}{2L} (h_1^2 - h_2^2) \dots \dots \dots (9)$$

$$\text{where } L = B + (H_d - h_2) \cot \beta_2 \dots \dots \dots (10)$$

كما في المنطقة الأولى فإن خطوط السريان في هذه المنطقة تفترض أنها أفقية :

$$q = k \int_0^{h_2} \frac{dz}{\cot \beta_2} = \frac{kh_2}{\cot \beta_2} \dots\dots\dots (11)$$

و يدمج المعادلتين (9) ، (10) والمعادلة (11) :

$$h_2 = \frac{B}{\cot \beta_2} + H_d - \sqrt{\left(\frac{B}{\cot \beta_2} + H_d\right)^2 - h_1^2} \dots\dots(12)$$

ومن المعادلة (9) ، (12) ينتج أن :

$$\frac{H - h_1}{\cot \beta_1} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1} = \frac{h_2}{\cot \beta_2} \dots\dots\dots(13)$$

المعادلتان (12) ، (13) تحتويان على مجهولين h_2 ، h_1 يمكن إيجادهما بحل المعادلتين بيانياً (انظر المثال 5-1) ، وبمعرفة هذه المجهولين فإن معدل التسرب لوحدة الطول للسد يمكن الحصول عليه من أحد المعادلات (8) أو (9) أو (11) .

التسرب خلال السدود الترابية حيث $K_x \neq K_z$:

إذا كانت تربة السد غير متجانسة بالنسبة لسلوك النفاذية فإن مقطع السد يجب أن يرسم بمقياس التحويل :

$$x^1 = \sqrt{\frac{k_z}{k_x}} \cdot x$$

وكل الحسابات تتم بناءً على مقياس التحويل . ويتم حساب معدل التسرب بوضع

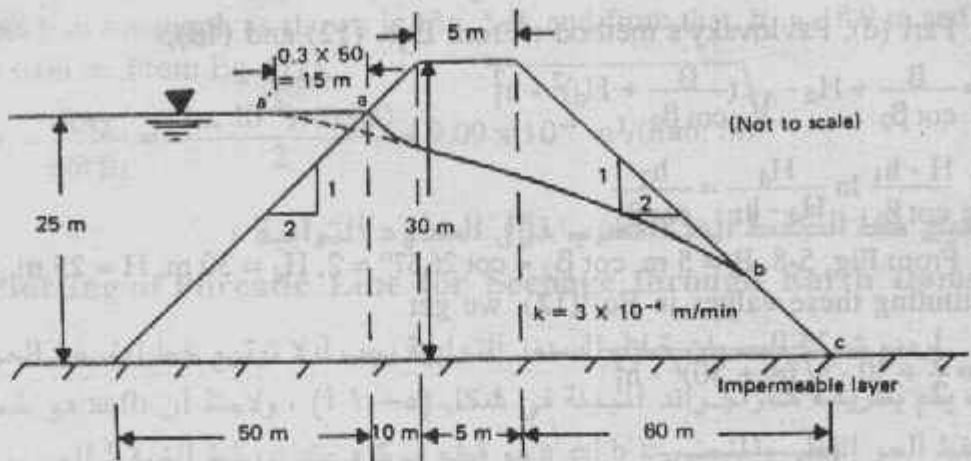
القيمة $\sqrt{k_x k_z}$ مكان المقدار k في المعادلات :

Example 5-1 : The cross section of an earth dam is shown in Fig. 5.8. Calculate the rate of seepage through the dam [q in m³/ (min. m)] by (a) Dupuit's method; (b) Schaffermad's method; (c) L. Casagrande's method; and (d) Pavlovsky's method.

SOLUTION Part (a), Dupuit's method: From Eq. (1),

$$q = \frac{k}{2d} (H_1^2 - H_2^2)$$

From Fig. 5-8, $H_1 = 25\text{m}$ and $H_2 = 0$; also, d (the horizontal distance between points a and c) is equal to $60 + 5 + 10 = 75\text{ m}$. Hence.



شکل (۸-۵)

$$q = \frac{3 \times 10^{-4}}{2 \times 75} (25)^2 = 12,5 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / (\text{min. m})$$

Part (b), Schaffernak's method: From Eqs. (2) and (2'),

$$q = (k) (l \sin \beta) (\tan \beta) \quad l = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}}$$

Using Casagrande's correction (Fig. 5-4), d (the horizontal distance between a' and c) is equal to $60 + 5 + 10 + 15 = 90$ m. Also,

$$\beta = \tan^{-1} \frac{1}{2} = 26.57^\circ \quad H = 25 \text{ m}$$

So,

$$l = \frac{90}{\cos 26.57^\circ} - \sqrt{\left(\frac{90}{\cos 26.57^\circ}\right)^2 - \left(\frac{25}{\sin 26.57^\circ}\right)^2}$$

$$= 100.63 - \sqrt{(100.63)^2 - (55.89)^2} = 16.95 \text{ m}$$

$$q = (3 \times 10^{-4}) (16.95) (\sin 26.57^\circ) (\tan 26.57^\circ) = 11.37 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / (\text{min. m})$$

Part (c), L. Casagrande's method: We will use the graph given in Fig. 5-6.

$$d = 90 \text{ m} \quad H = 25 \text{ m} \quad \frac{d}{H} = \frac{90}{25} = 3.6 \quad \beta = 26.57^\circ$$

From Fig. 5-6. for $\beta = 26.57^\circ$ and $d/H = 3.6$, $m = 0.34$ and

$$l = \frac{m H}{\sin \beta} = \frac{0.34 (25)}{\sin 26.57^\circ} = 19.0 \text{ m}$$

$$q = kl \sin^2 \beta = (3 \times 10^{-4}) (19.0) (\sin 26.57^\circ)^2 = 11.4 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / (\text{min. m})$$

Part (d), Pavlovsky's method : From Eqs. (12) and (13),

$$h_2 = \frac{B}{\cot \beta_2} + H_d - \sqrt{\left(\frac{B}{\cot \beta_2} + H_d\right)^2 - h_1^2}$$

$$\frac{H - h_1}{\cot \beta_1} \ln \frac{H_d}{H_d - h_1} = \frac{h_2}{\cot \beta_2}$$

From Fig. 5-8, $B = 5 \text{ m}$, $\cot \beta_2 = \cot 26.57^\circ = 2$, $H_d = 30 \text{ m}$, $H = 25 \text{ m}$.
Substituting these values in Eq. (12), we get

$$h_2 = \frac{5}{2} + 30 - \sqrt{\left(\frac{5}{2} + 30\right)^2 - h_1^2}$$

or

$$h_2 = 32.5 - \sqrt{1056.25 - h_1^2} \quad \dots\dots (a)$$

Similarly, from Eq. (13),

$$\frac{25 - h_1}{2} \ln \frac{30}{30 - h_1} = \frac{h_2}{2}$$

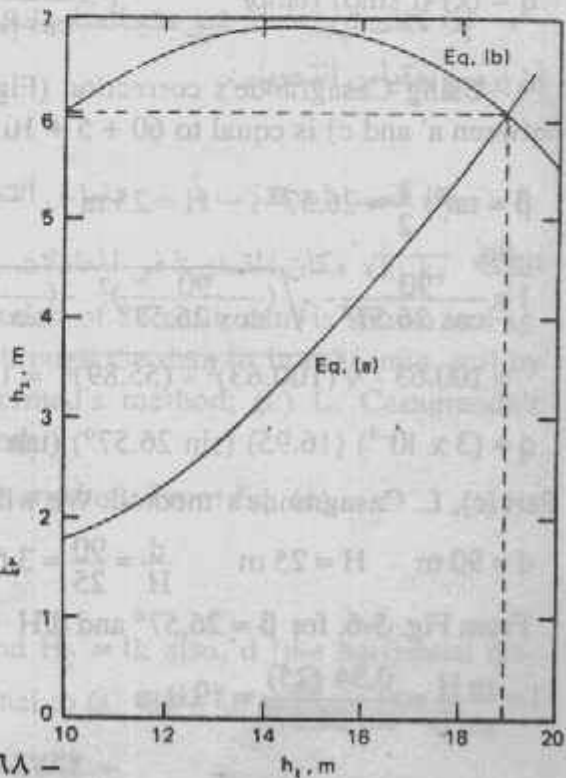
or

$$h_2 = (25 - h_1) \ln \frac{30}{30 - h_1} \quad \dots\dots (b)$$

Eqs. (a) and (b) must be solved by trial and error :

h_1 , m	h_2 from Eq. (a), m	h_2 from Eq. (b), m
2	0.062	1.587
4	0.247	3.005
6	0.559	4.240
8	1.0	5.273
10	1.577	6.082
12	2.297	6.641
14	3.170	6.915
16	4.211	6.859
18	5.400	6.414
20	6.882	5.493

شكل (٩-٥)



Using the values of h_1 and h_2 calculated in the preceding table, we can plot the graph as shown in Fig. 5-9; and from that, $h_1 = 18.9$ m and $h_2 = 6.06$ m. From Eq. (11),

$$q = \frac{kh_2}{\cot \beta_2} = \frac{(3 \times 10^{-4})(6.06)}{2} = 9.09 \times 10^{-4} \text{ m}^3/(\text{min. m})$$

توقيع خط الضغط الحر للتسرب خلال السدود الترابية :

Plotting of Phreatic Line for Seepage through Earth Dams :

لرسم شبكة السريان خلال السدود الترابية يجب أولاً توقيع خط الضغط الحر وذلك يتم بطريقة كازاجرانند المبينة في شكل (١٠-٥) ، ولاحظ أن $aefb$ هو خط الضغط الحر الفعلي والمنحني $a'ed b'c'$ هو قطع مركزه عند c وخط الضغط الحر يمر خلال القطع ولكن ببعض التحويل والتعديل عند ميول الأمام والخلف . وخط الضغط الحر يبدأ عند a بزاوية 90° عند الأمام upstream وأن $a'a = 0.3 \Delta$ ويرسم القطع $a'ef b'c'$ بالخطوات الآتية :

١ - أجعل المسافة $c'c$ تساوي p وبالرجوع إلى شكل (١٠-٥) ب) $Ac = AD$ (بنائاً على صفات القطع) :

$$Ac = \sqrt{X^2 + Z^2} \quad , \quad AD = 2p + X$$

$$\therefore \sqrt{X^2 + Z^2} = 2p + X \quad \dots\dots\dots (14)$$

وعند $X = d$, $Z = H$ وبالتعويض في المعادلة (14) وإعادة الترتيب نحصل على :

$$P = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d) \quad \dots\dots\dots (15)$$

ويعرف d , H يمكن حساب P .

٢ - من المعادلة (14) :

$$X^2 + Z^2 = 4P^2 + X^2 + 4PX$$

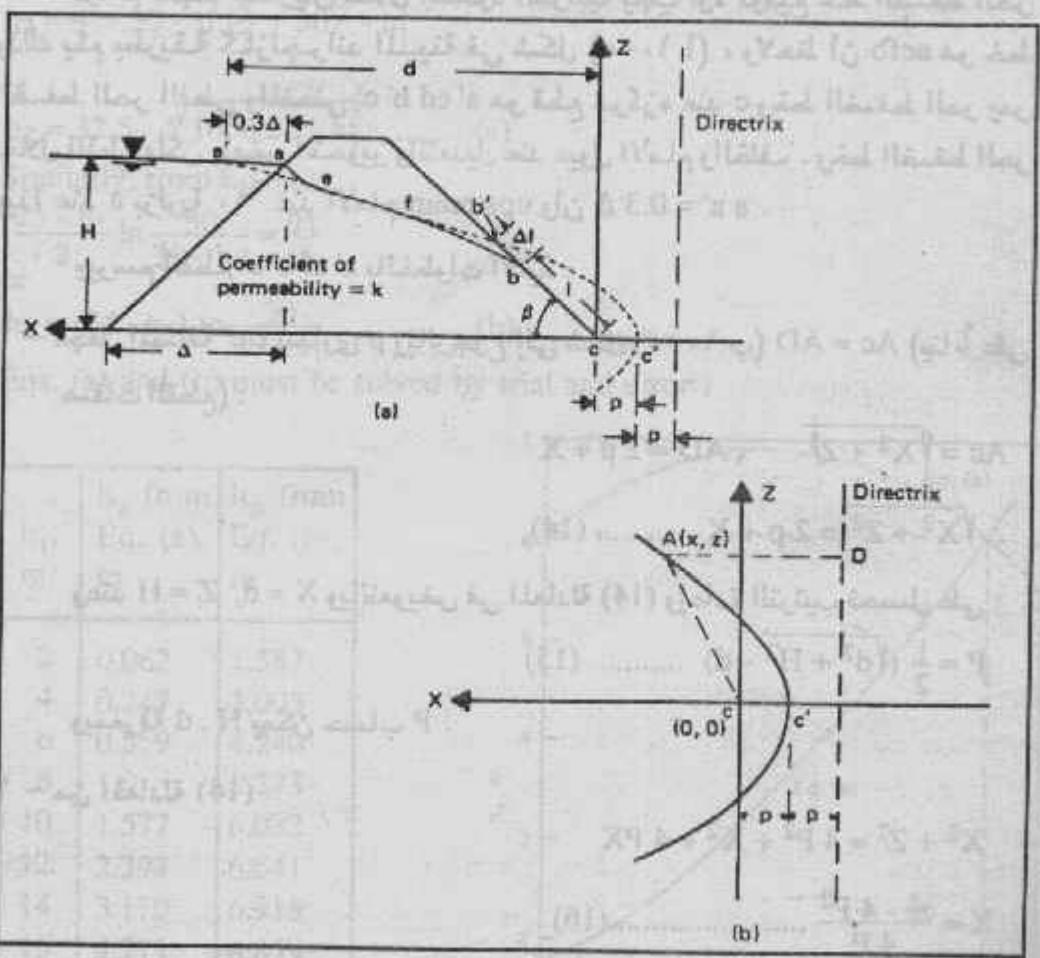
$$X = \frac{Z^2 - 4P^2}{4P} \quad \dots\dots\dots (16)$$

ويعرف P فإن X تعطى قيمةً مقابلة لقيم Z المتعددة باستخدام المعادلة (16) والقطع يمكن توقيعه. ولاستكمال خط الضغط الحر فإن الجزء ac يرسم يدوياً بالتقريب. وعند $\beta < 30^\circ$ وقيمة β تحسب من المعادلة (2) كما يلي :

$$l = \frac{d}{\cos \beta} - \sqrt{\frac{d^2}{\cos^2 \beta} - \frac{H^2}{\sin^2 \beta}}$$

لاحظ أن $l = bc$ في الشكل (١٠-٥). وعند توقيع b فإن المنحنى fb يمكن رسمه يدويا بالتقريب.

وإذا كانت $\beta \geq 30^\circ$ فإن كازاجراندي يقترح أن تعين l باستخدام الرسم التخطيطي في شكل (١١-٥). وفي شكل (١٠-٥) $bc = 1$, $b'b = \Delta l$. ويعد توقيع النقطة b في الوجه الخلفي downstream فإن المنحنى fb يرسم تقريبا باليد.



شكل (١٠-٥) تعيين خط الضغط

Example 5-2 : An earth dam ksection is shown in Fig. 5-12. Plot the phreatic lin for seepage. For the earth dam section, $k_x = k_z$.

SOLUTION:

$$\beta = \tan^{-1} (1/1.5) = 33.69^\circ$$

$$\Delta = 70 \cot 45^\circ = 70 \text{ ft}$$

$$aa' = 0.3 \Delta = 0.3 (70) = 21 \text{ ft}$$

and

$$d = 80 \cot 33.69^\circ + 15 + 10 \cot 45^\circ + 21 = 120 + 15 + 10 + 21 = 166 \text{ ft}$$

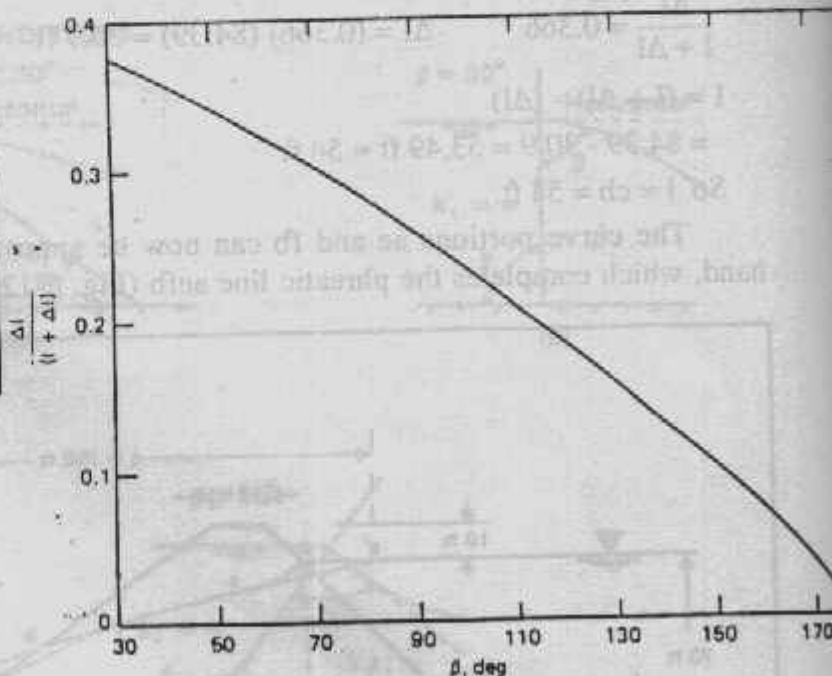
From Eq. (15),

$$p = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d) = \frac{1}{2} (\sqrt{166^2 + 70^2} - 166)$$

$$= \frac{1}{2} (180.16 - 166) = 7.08 \text{ ft}$$

Using Eqd. (16), we can now determine the coordinates of several points for the parabola $a' efb' c'$:

z, ft	x from Eq. (16), ft
70	166
65	142.1
60	120.04
55	99.73
50	81.2
45	64.42



Using the values of x and corresponding z calculated in the above table, the basic parabola has been plotted in Fig. 5-12.

We calculate l as follows. The equation of the line cb' can be given

by $z = x \tan \beta$, and the equation of the parabola [Eq. (16)] is $x = (z^2 - 4p^2)/4p$. The coordinates of point b' can be determined by solving the above two equations :

$$x = \frac{z^2 - 4p^2}{4p} = \frac{(x \tan \beta)^2 - 4p^2}{4p}$$

or

$$x^2 \tan^2 \beta - 4px - 4p^2 = 0$$

Hence

$$x^2 \tan^2 33.69^\circ - 4(7.08)x - 4(7.08)^2 = 0$$

$$0.444 x^2 - 28.32 x - 200.5 = 0$$

The solution of the above equation gives $x = 70.22$ ft. So

$$cb' = \sqrt{70.22^2 + (70.22 \tan 33.69^\circ)^2} = 84.39 \text{ ft} = l + \Delta l$$

From Fig. 5-11, for $\beta = 33.69^\circ$,

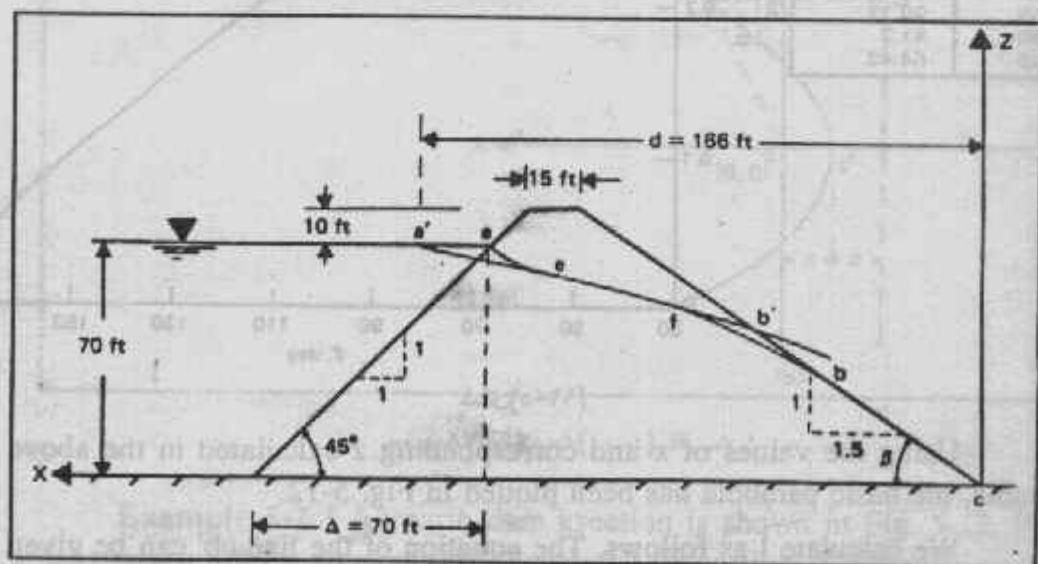
$$\frac{\Delta l}{l + \Delta l} = 0.366 \quad \Delta l = (0.366)(84.39) = 30.9 \text{ ft}$$

$$l = (l + \Delta l) - (\Delta l)$$

$$= 84.39 - 30.9 = 53.49 \text{ ft} \approx 54 \text{ ft}$$

So $l = cb = 54$ ft.

The curve portions ac and fb can now be approximately drawn by hand, which completes the phreatic line $aefb$ (Fig. 5-12)



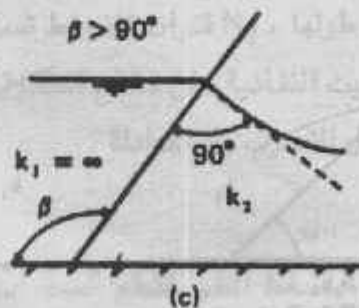
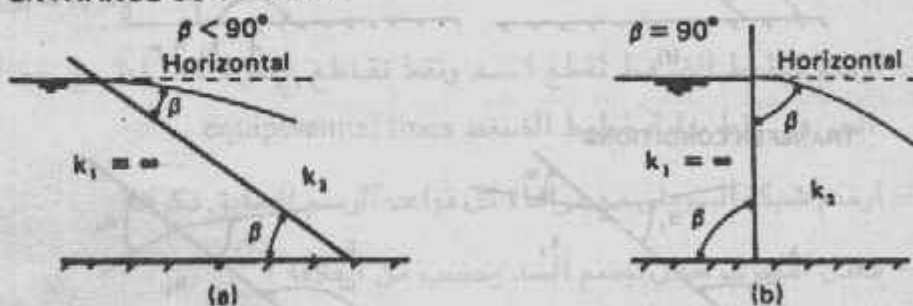
شکل (۱۲-۵)

حالات الدخول والتصريف والتحول لإخط التسرب خلال السدود الترابية :
 Entrance, Discharge, and Transfer Conditions of Line of Seepage through Earth Dams :

حينما يكون السريان من وسط حر التصريف (معامل النفاذية عالى $k_1 = \infty$) إلى وسط ذو نفاذية k_2 تسمى هذه الحالة بحالية الدخول Entrance cond. وحينما يكون السريان من وسط ذو نفاذية k_1 إلى وسط حر التصريف $k_1 = \infty$ فتسمى هذه الحالة حالة التصريف discharge cond.

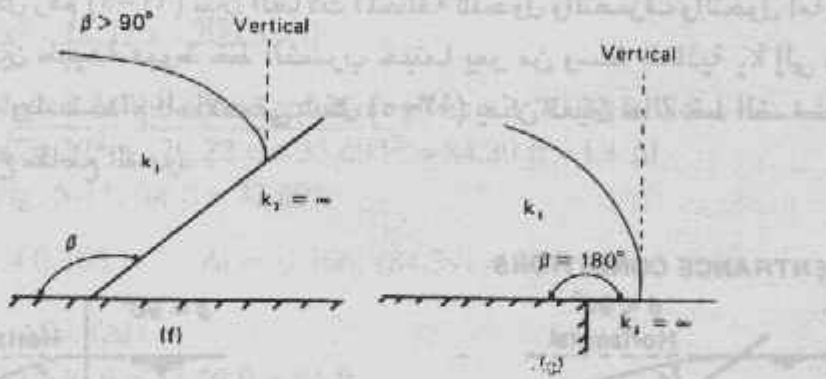
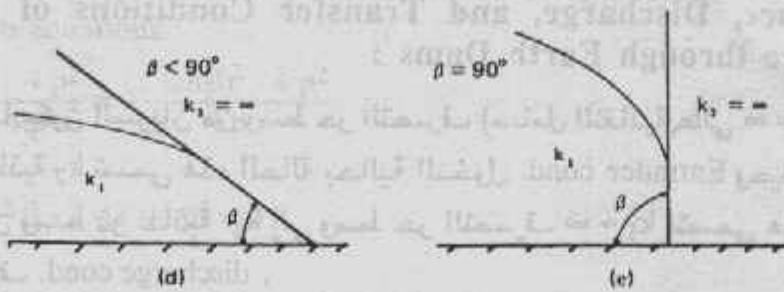
والشكل رقم (١٣-٥) يبين الحالات المختلفة للدخول والتصريف والتحول أما حالة التحول فتبين طبيعة هبوط خط التسرب حينما يمر من وسط بنفاذية k_1 إلى وسط بنفاذية k_2 . وباستخدام الحالات فى شكل (١٣-٥) يمكن تعيين حالة خط الضغط الحر لاختلاف أنواع مقاطع السدود .

ENTRANCE CONDITIONS

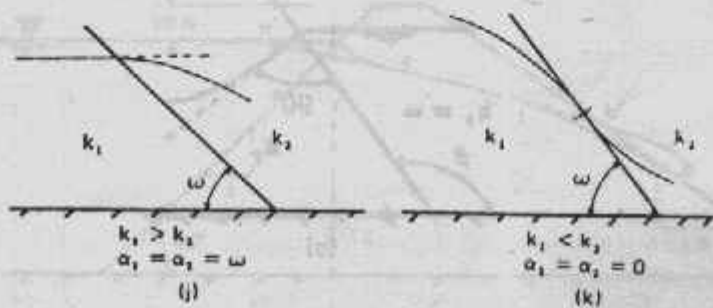
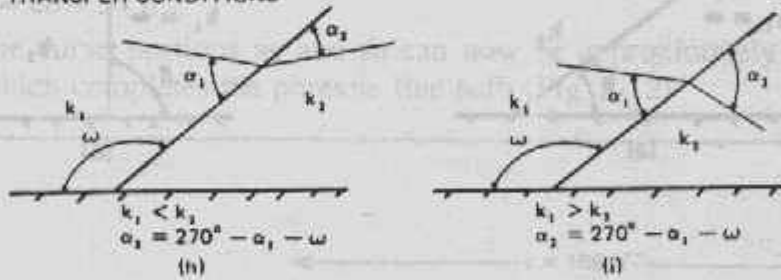


شكل (١٣-٥) حالات الدخول والتصريف والتحول

DISCHARGE CONDITIONS



TRANSFER CONDITIONS



تابع شكل (هـ-١٣) حالات الدخول والتصريف والتحول

رسم شبكة السريان للسدود الترابية :

الآن وبعد معرفة طبيعة خط الضغط الحر وحالات المدخل والتصرف والتحول يمكن رسم شبكة السريان لمقاطع السدود الترابية والشكل (١٤-٥) يبين مقطع سد ترابي متجانس بالنسبة للنفاذية ولرسم شبكة السريان تتبع الخطوات الآتية :

١ - ارسم خط الضغط الحر .

٢ - لاحظ أن ag هو خط ضغط و gc خط سريان .

٣ - من الضروري ملاحظة أن الضغط $pressure\ head$ عند أى نقطة على خط الضغط الحر $phreatic\ line$ يساوى صفراً. الفرق فى الضغط بين أى نقطتين . يجب أن يساوى الفرق فى المنسوب بين النقط عند تقاطع خطوط الضغط مع خط الضغط الحر. والنقص فى الضغط الهيدروليكي بين خطى ضغط متساوى حيث :

$$\Delta h = h/N_d$$

٤ - ارسم خطوط الضغط لمقطع السد ونقط تقاطع خطوط الضغط مع خط الضغط الحر هى نقط بداية خطوط الضغط $equipotential\ lines$.

٥ - ارسم شبكة السريان مع مراعاة كل قواعد الرسم السابق ذكرها .

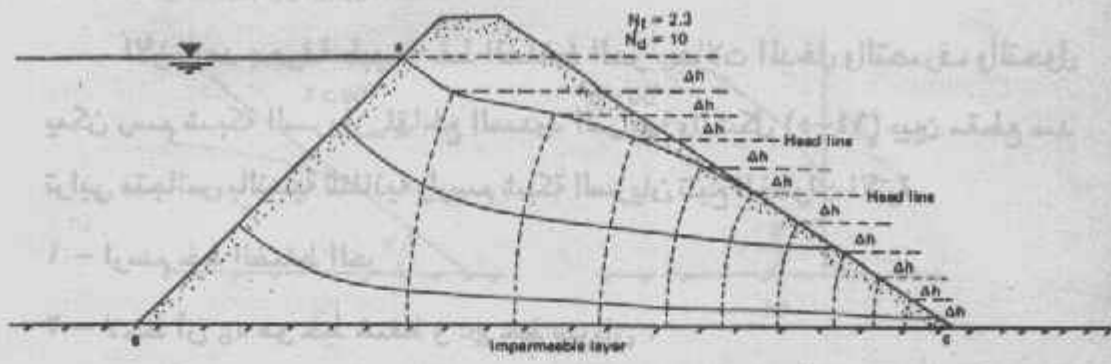
٦ - معدل التسرب خلال جسم السد يحسب من العلاقة :

$$q = kh \frac{N_f}{N_d}$$

وفى شكل (١٤-٥) عدد قنوات السريان N_f هى 2.3 حيث القناة الأخيرة عرضها يساوى 0.3 من طولها ، N_d قنوات الضغط تساوى ١٠، وإذا كان مقطع السد غير متجانس من حيث النفاذية فإن مقطع التحول يرسم بمقياس التحويل كما سبق ذكره ويعين معدل التسرب من المعادلة :

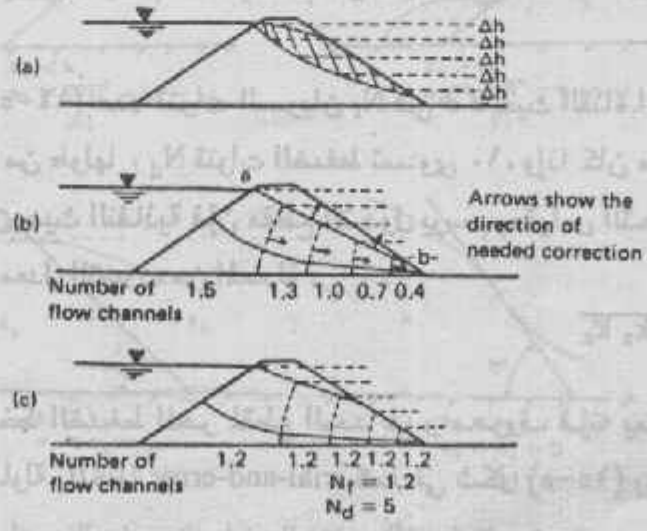
$$q = h \frac{N_f}{N_d} \sqrt{k_x k_z}$$

وإذا كان خط الضغط الحر لمقطع السد غير معروف فإنه يمكن رسم شبكة السريان بالمحاولة والخطأ $trial\ and\ error$ كما فى شكل (١٥-٥) وطبقاً للخطوات الآتية :

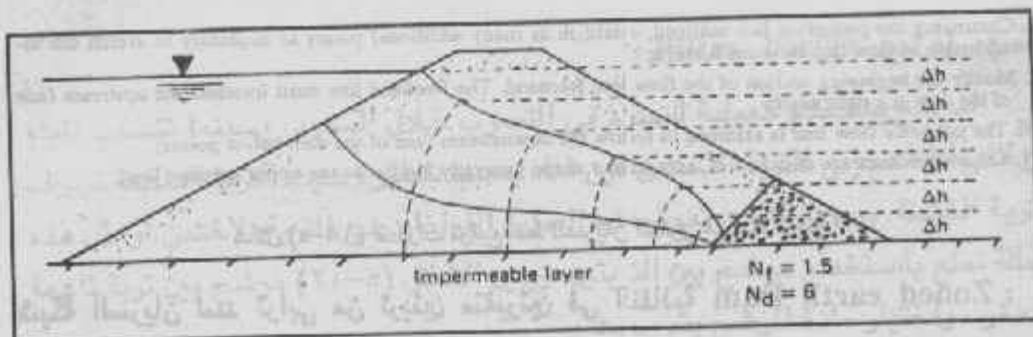


شكل (١٤-٥) شبكة السريان تحت سد ترابي

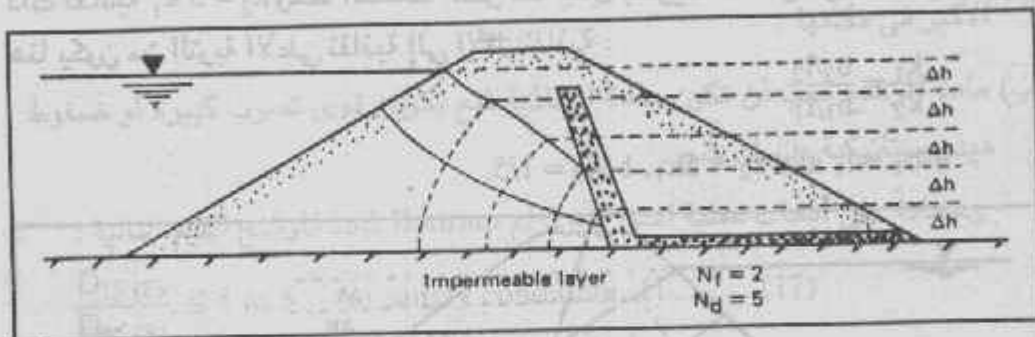
- ١ - ارسم خطوط الضغط head lines لقطع السد ارسم بالتقريب منطقة خط الضغط الحر شكل (١٥-٥) (i).
- ٢ - افرض خط ضغط حر لمحاولة وليكن ab شكل (١٥-٥) ب) والآن نتأكد من عدد قنوات السريان بين أى خطى ضغط متتالين. وتكون شبكة السريان صحيحة الرسم إذا كان عدد قنوات السريان بين أى خطى ضغط متتالين متساوي. وإذا لم تكن الشبكة صحيحة فيجب تحريك خط الضغط الحر وخطوط الضغط وخطوط السريان.
- ٣ - بعد عدة محاولات يمكن الحصول على الشبكة النهائية للسريان كما تبين الأشكال (١٦-٥) ، (١٧-٥) شبكات سريان مرسومة بالمحاولة والخطأ .



شكل (١٥-٥) شبكة السريان لسد ترابي بخط ضغط مجهول

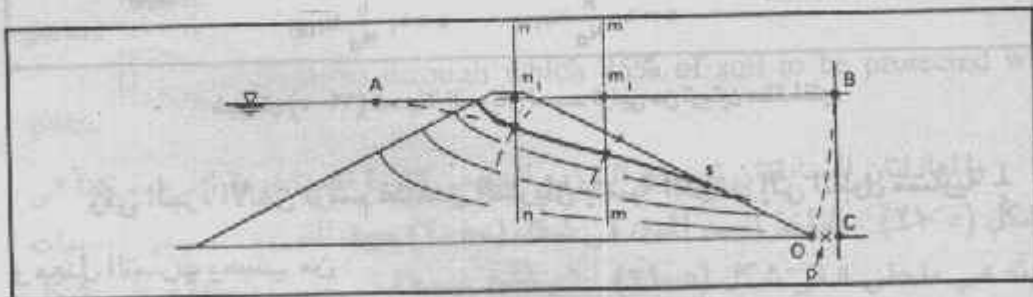


شكل (١٦-٥) شبكة السريان لسد بمعرض صخري زيلي



شكل (١٧-٥) شبكة السريان لسد ترايبى بمعرض

كما تبين شكل (١٨-٥) تلخيص لخطوات رسم شبكة السريان لمقطع السد الترايبى.



1. Establish point A and swing an arc OB having the radius AO (point O will be the focus of the parabola);
2. Draw vertical line BC (this will be the directrix of the parabola);
3. Locate point p midway between O and C;
4. Draw the vertical line m-m in the general location indicated, and determine the horizontal distance from line Bc to line m-m;
5. Using point O as center, swing an arc with radius m1 B to intersect line m-m. This intersection establishes a point on the parabolic flow line;
6. Draw the vertical line n-n in the general location indicated, and determine the distance n1 B;
7. Using point O as a center, swing an arc with radius n1 B to intersect line n-n. This intersection another point on the parabolic flow line;

8. Continuing the procedure just outlined, establish as many additional points as necessary to sketch the total length of flow line between A and s;
9. Modify the beginning section of the flow line freehand. The freehand line must intersect the upstream face of the dam at a right angle;
10. The parabolic flow line is assumed to follow the downstream face of the dam below points;
11. Other flow lines are sketched in, assuming a shape generally similar to the upper seepage line.

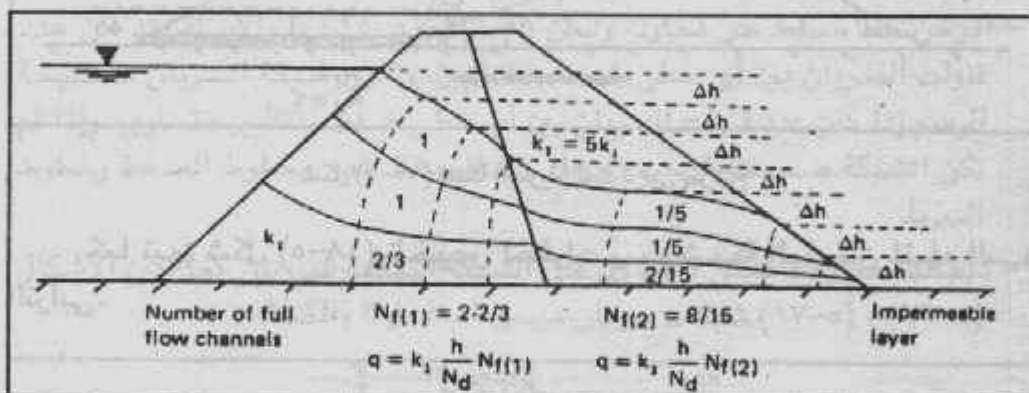
شكل (١٨-٥) خطوات توقيع خط السريان العلوي في سد ترابي

شبكة السريان لسد ترابي من تربتين متغيرتين في النفاذية Zoned earth Dam :

شكل (١٩-٥) الجزء الأيسر من السد تربة ذات نفاذية k_1 والجزء الأيمن تربة ذات نفاذية $k_2 = 5k_1$ وخط الضغط الحر هنا يعين بطريقة المحاولة والخطأ، والسريان هنا يكون من التربة الأعلى نفاذية إلى الأقل نفاذية :

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{b_2/l_2}{b_1/l_1}$$

If $b_1 = l_1$ and $k_2 = 5k_1$, $b_2/l_2 = 1/5$.



شكل (١٩-٥) شبكة السريان لسد ترابي من تربتين مختلفتين

وفي الجزء الأيمن ترسم عناصر السريان بنسبة العرض إلى الطول مساوية $\frac{1}{5}$

و معدل التسرب يحسب من :

$$q = k_1 \frac{h}{N_d} N_{f(1)} = k_2 \frac{h}{N_d} N_{f(2)}$$

where $N_{f(1)}$ is the number of full flow channels in the soil having a permeability k_1 , and $N_{f(2)}$ is the number of full flow channels in the soil having a permeability k_2 .

تصميم المرشح Filter design :

المرشح يستخدم كعملية للتحكم فى التسرب خلال السدود. وحينما تنساب المياه من التربة الأنعم إلى التربة الأخشن فإن ذلك يسبب خطورة حيث التربة الناعمة تجرف التربة الخشنة. وبمرور الوقت تعوق هذه العملية الفراغات فى التربة الأخشن. ومثل هذه الحالة تمنع باستخدام مرشح بين الترتين، ويبين الشكل (٢٠-٥) مرشح بين تربة ناعمة وصخر، واختيار مادة المرشح يتم بحيث :

(أ) حجم الفراغات من مادة المرشح يجب أن تكون صغيرة بدرجة تكفى لبقاء الحبيبات الأكبر فى مكانها .

(ب) مادة المرشح يجب أن تكون عالية النفاذية لمنع تكوين قوى تسرب كبيرة أو ضغوط هيدروستاتيكية على المرشح .

وعتماداً على أبحاث عملية امتزاج برترام Bertram لمادة المرشح القيم التالية :

$$\frac{D_{15}(F)}{D_{85}(S)} \leq 4 \text{ to } 5 \quad (\text{to satisfy condition 1}) \dots\dots\dots (17)$$

$$\frac{D_{15}(F)}{D_{15}(S)} \geq 4 \text{ to } 5 \quad (\text{to satisfy condition 2}) \dots\dots\dots (18)$$

where $D_{15}(F)$ = diameter through which 15% of filter material will pass.

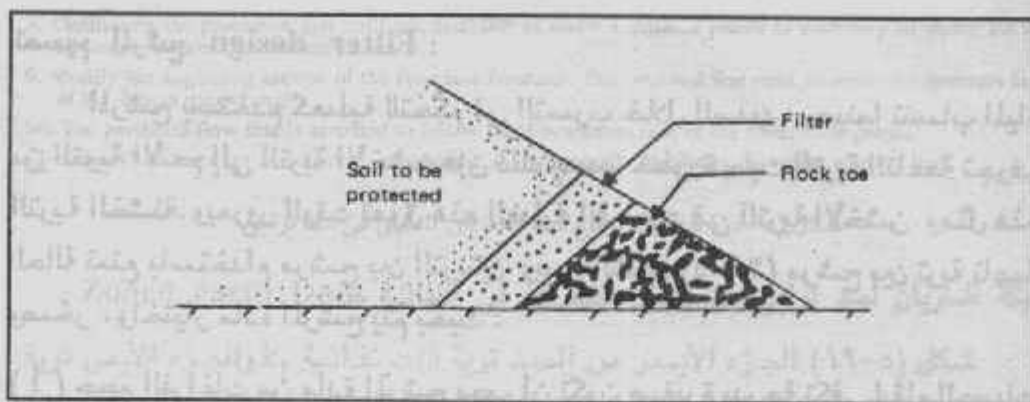
$D_{15}(S)$ = diameter through which 15% of soil to be protected will pass.

$D_{85}(S)$ = diameter through which 85% of soil to be protected will pass.

والمعادلتان السابقتان تعيينان التوزيع الحجمى للتربة المستخدمة كمرشح كما فى الشكل (٢١-٥) . ولناخذ السد المبين فى شكل (٢٠-٥) حيث التوزيع الحجمى لحبيبات تربته هى منحى a فى شكل (٢١-٥) . ثم نعين $D_{15}(S)$ ، $D_{85}(S)$ وتوقع على شكل (٢١-٥) ويكون التدرج الحبيبي لحبيبات المرشح مناسبة إذا وقعت فى المنطقة المظلة فى شكل (٢١-٥) .

ونفس المبدأ يكون مناسباً لتعيين التوزيع الحجمى للطبقة الصخر لحماية مادة المرشح من الجرف.

والبحرية الأمريكية U. S Navy تحدد الحالات الآتية لتصميم المرشح :



شكل (٥-٢٠) استخدام مرشح ذيلي للسد الترابي

١ - لتجنب حركة الحبيبات للتربة المراد حمايتها: $D_{15}(F) / D_{85}(S) < 5$ ، $D_{50}(F) / D_{50}(S) < 25$ ، $D_{15}(F) / D_{15}(S) < 20$

وإذا كان معامل الانتظام C_u للتربة المراد حمايتها أقل من 1.5 و $D_{15}(F) / D_{85}(S)$ يجب أن تزيد إلى ٦ كذلك إذا كان C_u للتربة المراد حمايتها أكبر من ٤ فإن $D_{15}(F) / D_{15}(S)$ يجب أن تزيد إلى ٤٠ .

٢ - لتجنب تكون قوى تسرب عالية على المرشح : $D_{15}(F) / D_{15}(S) > 4$

٣ - مادة المرشح يجب أن يكون حجم حبيباتها لا يزيد عن 3 بوصة (76.2 mm) (وهذا أيضاً لتجنب حدوث انفصال حبيبي في المرشح).

٤ - لتجنب الحركة الداخلية للحبيبات الناعمة في المرشح يجب ألا يزيد المار من منخل # 200 عن 5% .

٥ - حينما تستخدم أنابيب لتجميع مياه التسرب فإن المرشح يجب أن يحيط بهذه الأنابيب لحماية الحبيبات الناعمة من الجرف إلى داخل الأنابيب. ولتجنب حركة مادة المرشح إلى أنابيب الصرف يجب توافر الشروط التالية :

$$\frac{D_{85}(F)}{\text{slot width}} > 1.2 \text{ to } 1.4 \quad , \quad \frac{D_{85}(F)}{\text{hole diameter}} > 1.0 \text{ to } 1.2$$

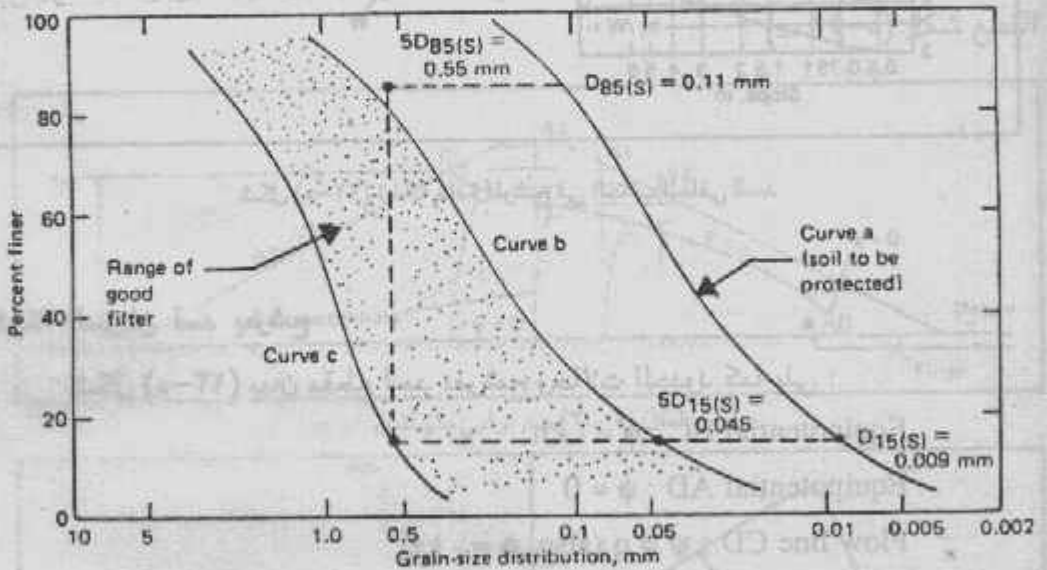
وهناك دراسات عملية أخرى تنصح بأن المرشح يكون مناسباً إذا تحققت له الشروط الآتية في حالة التربة المراد حمايتها ذات طبيعة خشنة granular nature :

$$\frac{D_{60(S)}}{D_{10(S)}} = 0.4 \frac{D_{10(F)}}{D_{10(S)}} - 2.0$$

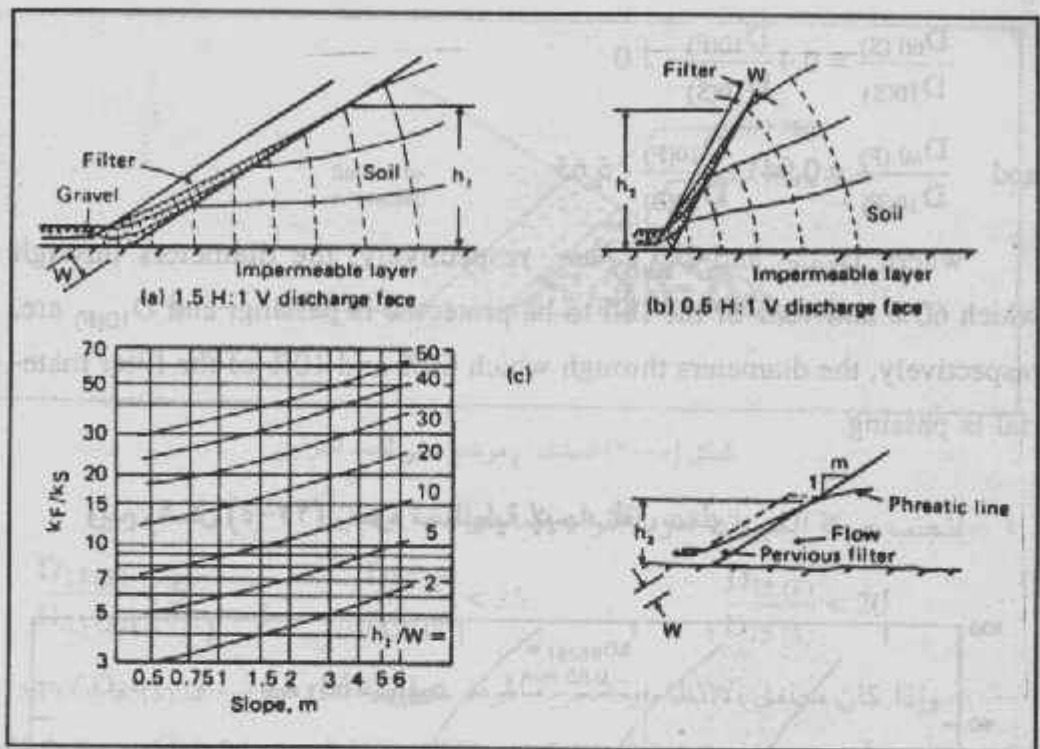
and
$$\frac{D_{60(F)}}{D_{10(F)}} = 0.941 \frac{D_{10(F)}}{D_{10(S)}} - 5.65$$

where $D_{60(S)}$ and $D_{10(S)}$ are, respectively, the diameters through which 60% and 10% of the soil to be protected is passing; and $D_{10(F)}$ are, respectively, the diameters through which 60% and 10% of the filter material is passing.

ويبين شكل (٢٢-٥) رسوم تخطيطية لإيجاد أقل سمك .



شكل (٢١-٥) تعيين التدرج الحبيبي للمرشح باستخدام المعادلتين (17) ، (18)



شكل (٢٢-٥) تخانة مادة المرشح في الجانب الخلفي للسد

شبكة السريان لسد بمرشح :

شكل (٢٢-٥) يبين مقطع لسد بمرشح وحالات الحدود كما يلي :

Equipotential BC : $\phi = - kh$

Equipotential AD : $\phi = 0$

Flow line CD : $\psi = q$ (also, $\phi = - kz$)

Flow line AB : $\psi = 0$

The Conformal Transformation $r = w^2$

Let the complex number $w = \phi + i\psi$ be and analytic function of

$r = x + iz$. Consider the function :

$$r = w^2$$

Thus :

$$(x + iz) = (\phi + i\psi)^2$$

$$= (\phi^2 + 2i\phi\psi - \psi^2)$$

Equating real and imaginary parts :

$$x = \phi^2 - \psi^2 \dots\dots\dots (19)$$

$$z = 2\phi\psi \dots\dots\dots (20)$$

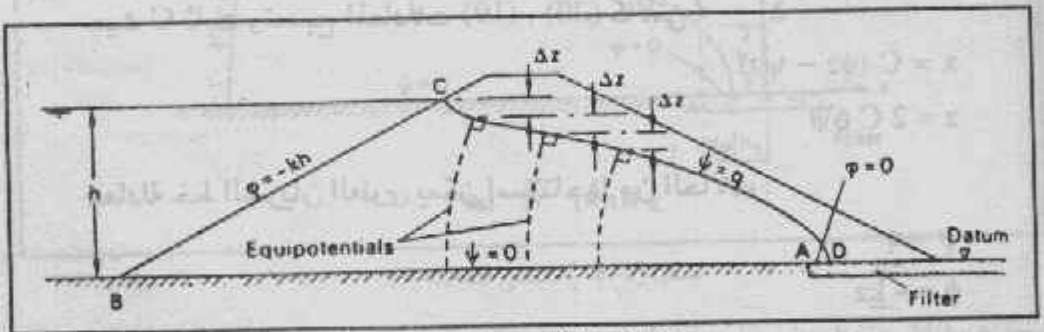
المعادلتان (19) ، (20) تحكمان التحويل للنقط بين منسوبي r و w وعلى اعتبار التحويل خطوط مستقيمة $\psi = n$ حيث $n = 0, 1, 2, 3$ شكل (٢٤-٥) ومن المعادلة (20) :

$$\phi = \frac{z}{2n}$$

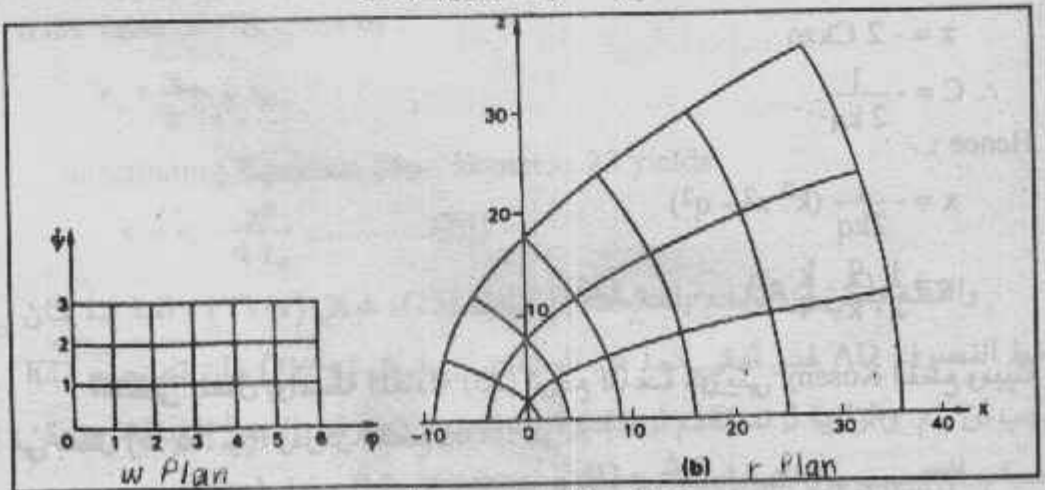
تصبح المعادلة ١٩ بالشكل :

$$x = \frac{z^2}{4n^2} - n^2 \dots\dots\dots (21)$$

والمعادلة (21) تقدم مجموعة من القطع parabolas . وللقيم الموجبة لـ Z يوقع القطع شكل (٢٤-٥) ب) .



شكل (٢٣-٥) سد ترابي متجانس



شكل (٢٤-٥) قطع السريان $r = w^2$

وعلى اعتبار تحويل الخطوط المستقيمة $\phi = m$ حيث $m = 0, 1, 2, \dots, 6$ فمن

$$\psi = \frac{z}{2m}$$

$$x = m^2 - \frac{z^2}{4m^2} \dots \dots \dots (22)$$

والمعادلة (22) تمثل مجموعة من القطع مصاحبة للقطع الناتجة من المعادلة (21) والقيم الموجبة لـ z يمثل القطع شكل (٢٤-٥) ب). ومجموعتا القطع كافية لتمثيل شبكة السريان.

تطبيق على مقطع سد ترابى :

منطقة السريان فى مستوى w تحقق شروط الحدود لمقطع السد فى شكل

(٢٥-٥) (٨). وتكون معادلة التحويل هى :

$$r = C w^2$$

حيث C ثابت وتصيح المعادلات (19), (20) كالاتى :

$$x = C (\phi^2 - \psi^2)$$

$$z = 2 C \phi \psi$$

معادلة خط السريان العلوى يمكن استنتاجها من الحالات :

$$\psi = q$$

$$\phi = -kz$$

Thus :

$$z = -2 C k z q$$

$$\therefore C = -\frac{1}{2 k q}$$

Hence :

$$x = -\frac{1}{2 k q} (k^2 z^2 - q^2)$$

$$x = \frac{1}{2} \left(\frac{q}{k} - \frac{k}{q} z^2 \right) \dots \dots \dots (23)$$

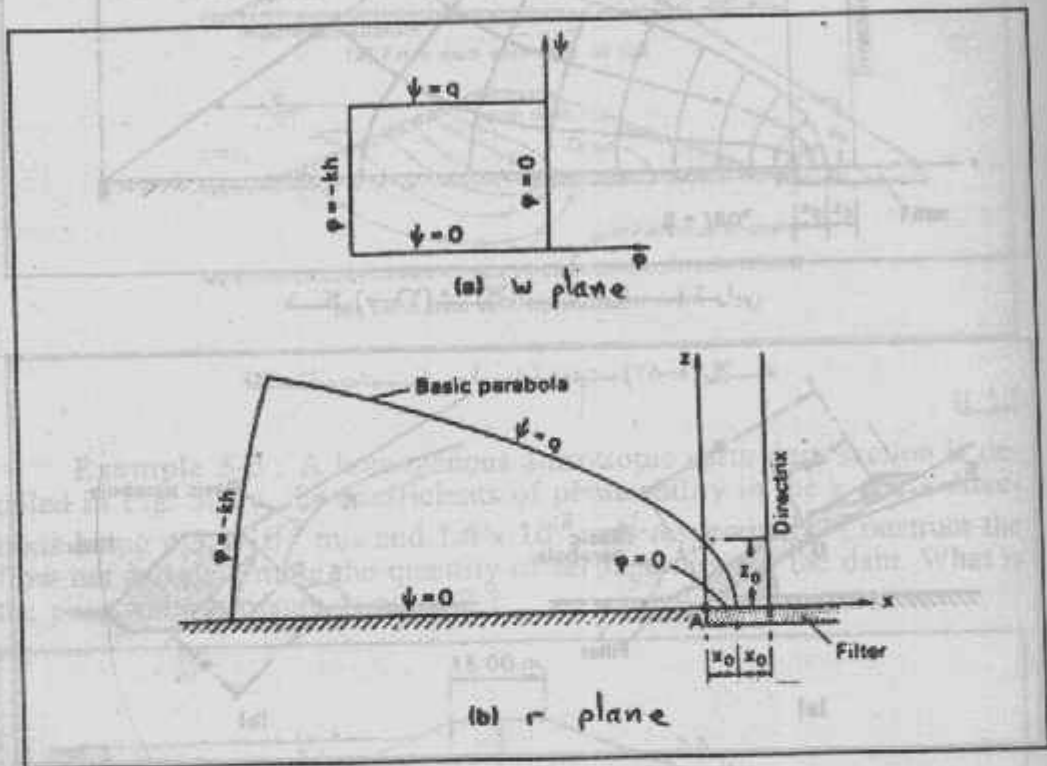
المنحنى الممثل بواسطة المعادلة (23) ترجع لقاعدة كوزينى Koseny للقطع ومبينة

فى شكل (٢٥-٥) ب)، ومركز القطع focus هو A .

When $z = 0$ the value of x is given by :

$$x_0 = \frac{q}{2k}$$

$$\therefore q = 2 k x_0 \dots\dots\dots(24)$$



شكل (٢٥-٥) منحني المعادلة (23)

where $2x_0$ is the directrix distance of the basic parabola. When $x = 0$ the value of z is given by :

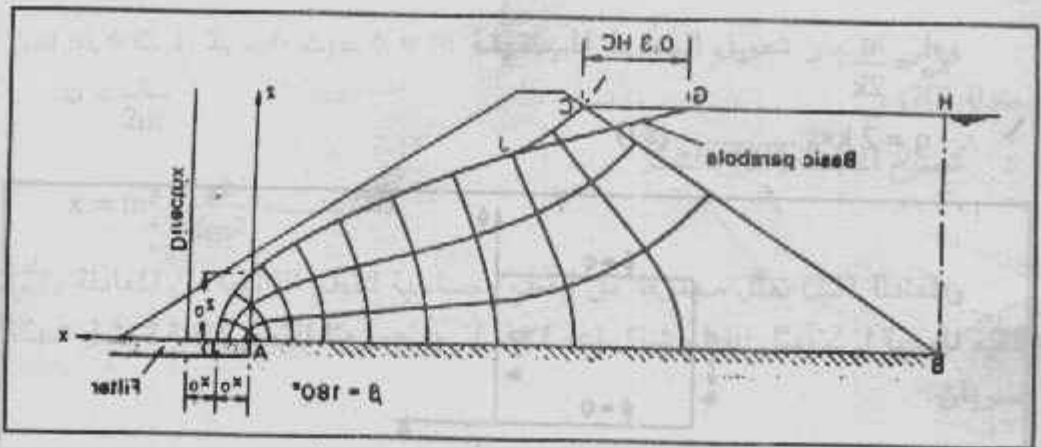
$$z_0 = \frac{q}{k} = 2 x_0$$

Substituting Equation 24 in Equation 23 yields

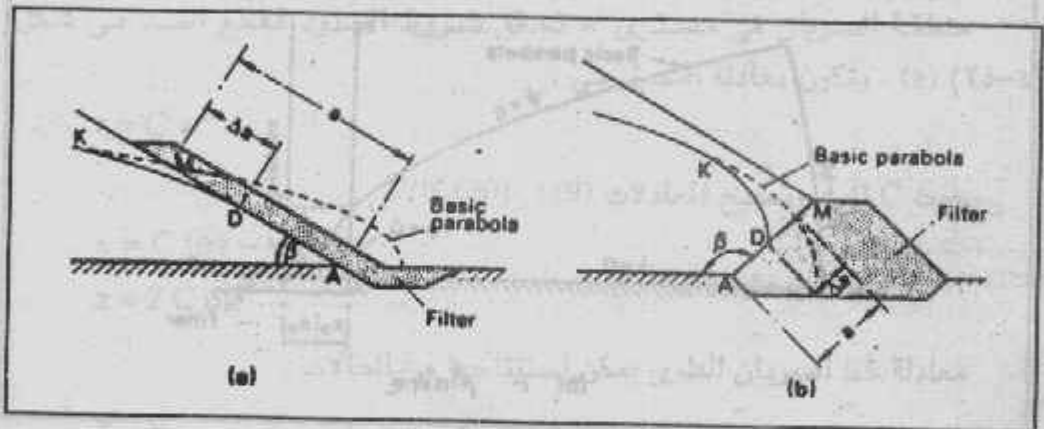
$$x = x_0 - \frac{z^2}{4 x_0} \dots\dots\dots(25)$$

والقطع يمكن أن يرسم باستخدام المعادلة (25)، شكل (٢٦-٥). أما إذا كان خط التصريف AD غير أفقي كما في الحالات في شكل (٢٧-٥) فإن تصحيح KD يجب أن يتم. والزاوية β تستخدم لوصف اتجاه سطح التصريف بالنسبة إلى AB. ويمكن

حساب التصحيح من النسبة $\frac{MD}{MA} = \frac{\Delta a}{a}$ المناظرة لقيمة β جدول (١-٥).



شكل (٢٦-٥) شبكة السريان لسد ترابي

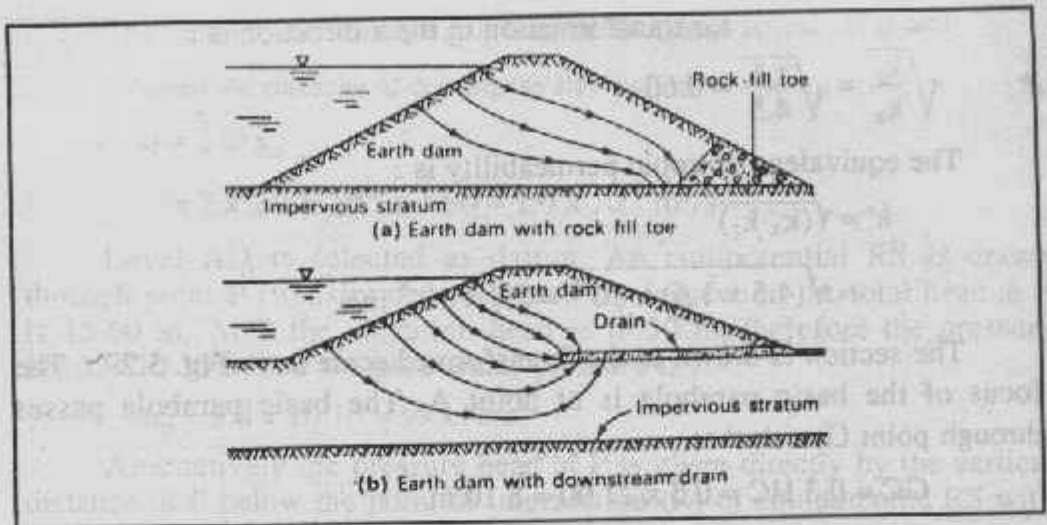


شكل (٢٧-٥) التصحيح الخلفي للقطع

جدول (١-٥) قيم $\frac{\Delta a}{a}$ المناظرة لـ β

b	30°	60°	90°	120°	150°	180°
$\Delta a / a$	(0.36)	0.32	0.26	0.18	0.10	0°

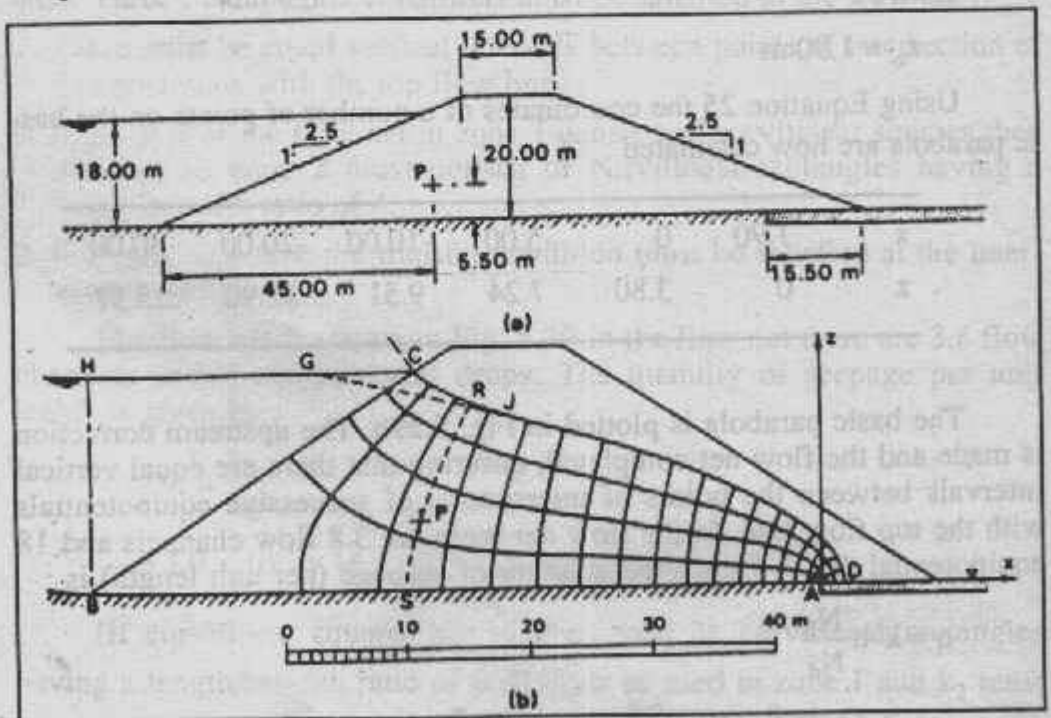
ويبين شكل (٢٨-٥) مقاطع لسدود ترابية بمرشحات مختلفة .



شكل (٥-٢٨) سدود ترابية بمرشحات مختلفة

أمثلة :

Example 5-3 : A homogenous anisotropic earth dam section is detailed in Fig. 5.29a, the coefficients of permeability in the x and z directions being 4.5×10^{-8} m/s and 1.6×10^{-8} m/s respectively. Construct the flow net and determine the quantity of seepage through the dam. What is the pore water pressure at point P ?



شكل (٥-٢٩)

The scale factor for transformation in the x direction is :

$$\sqrt{\frac{k_x}{k_z}} = \sqrt{\frac{1.6}{4.5}} = 0.60$$

The equivalent isotropic permeability is :

$$k' = \sqrt{(k_x k_z)}$$

$$= \sqrt{(4.5 \times 1.6) \times 10^{-8}} = 2.7 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

The section is drawn to the transformed scale as in Fig. 5.29b. The focus of the basic parabola is at point A. The basic parabola passes through point G such that :

$$GC = 0.3 HC = 0.3 \times 27.00 = 8.10 \text{ m}$$

i.e. the coordinates of G are :

$$x = 40.80; \quad z = +18.00$$

Substituting these coordinates in Equation 25

$$-40.80 = x_0 - \frac{18.00^2}{4 x_0}$$

Hence :

$$x_0 = 1.90 \text{ m}$$

Using Equation 25 the coordinates of a number of points on the basic parabola are now calculated :

x	1.90	0	-5.00	-10.00	-20.00	-30.00
z	0	3.80	7.24	9.51	12.90	15.57

The basic parabola is plotted in Fig. 5.29b. The upstream correction is made and the flow net completed, ensuring that there are equal vertical intervals between the points of intersection of successive equipotentials with the top flow line. In the flow net there are 3.8 flow channels and 18 equipotential drops. Hence the quantity of seepage (per unit length) is :

$$q = k' h \frac{N_f}{N_d}$$

$$= 2.7 \times 10^{-8} \times 18 \times \frac{3.8}{18} = 1.0 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

The quantity of seepage can also be determined from Equation 24

(Without the necessity of drawing the flow net) :

$$q = 2 k' x_0 \\ = 2 \times 2.7 \times 10^{-8} \times 1.90 = 1.0 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

Level AD is selected as datum. An equipotential RS is drawn through point P (transformed position). By inspection the total head at P is 15.60 m. At P the elevation head is 5.50 m, therefore the pressure head is 10.10 m and the pore water pressure is :

$$u_p = 9.8 \times 10.10 = 99 \text{ kN/m}^2$$

Alternatively the pressure head at P is given directly by the vertical distance of P below the point of intersection (R) of equipotential RS with the top flow line.

Example 5-4 : Draw the flow net for the non-homogeneous earth dam section detailed in Fig. 5.30 and determine the quantity of seepage through the dam. Zones 1 and 2 are isotropic having coefficients of permeability 1.0×10^{-7} m/s and 4.0×10^{-7} m/s respectively.

The ratio $k_2 / k_1 = 4$. The basic parabola is not applicable in this case. Three fundamental conditions must be satisfied in the flow net :

1. There must be equal vertical intervals between points of intersection of equipotentials with the top flow line.
2. If the part of the flow net in zone 1 consists of curvilinear squares then the part in zone 2 must consist of curvilinear rectangles having a length/breadth ratio of 4.
3. For each flow line the transfer condition must be satisfied at the inter-zone boundary.

The flow net is shown in Fig. 5.30 In the flow net there are 3.6 flow channels and 8 equipotential drops. The quantity of seepage per unit length is given by :

$$q = k_1 h \frac{N_f}{N_d} \\ = 1.0 \times 10^{-7} \times 16 \times \frac{3.6}{8} = 7.2 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

(If curvilinear squares are used in zone 2x curvilinear rectangles having a length/breadth ratio of 0.25 must be used in zone 1 and k_2 must be used in the seepage equation.).

(If curvilinear squares are used in zone 2x curvilinear rectangles having a length/breadth ratio of 0.25 must be used in zone 1 and k_2 must be used in the seepage equation.).

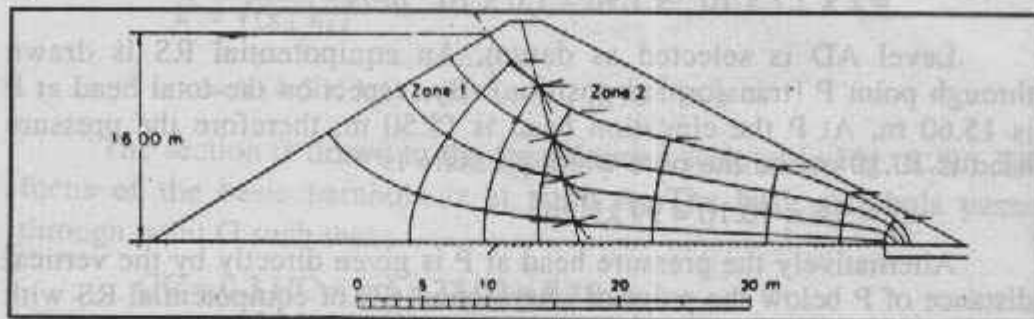
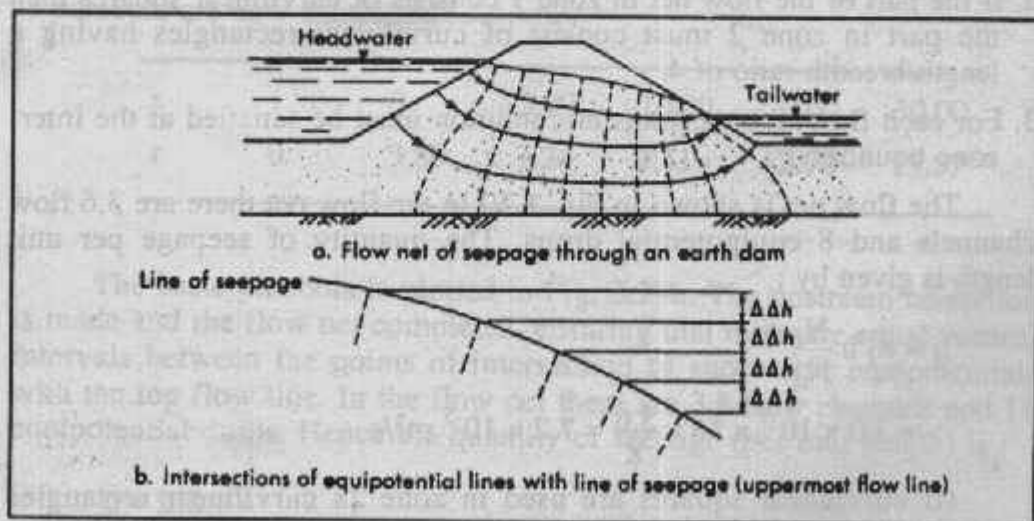


Fig. 5-30 : (Reproduced from Cedergren, H. R. (1967) Seepage, Drainage and Flow Nets, © John Wiley and Sons, Inc., New York, by permission).

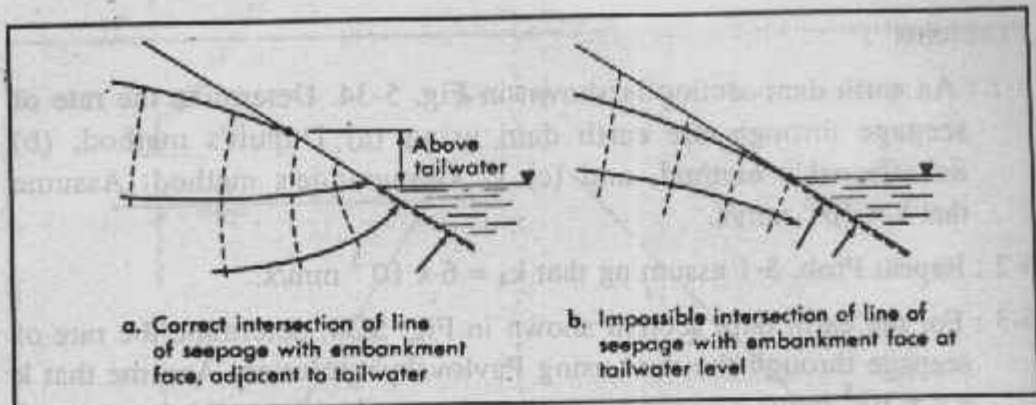
شبكة السريان لسد ترابي بسطح حر :

FLOW NET WITH FREE SURFACE :

تبين الأشكال (٢١-٥) ، (٢٢-٥) شبكة السريان للسدود الترابية بسطح حر .



شكل (٢١-٥) شبكة السريان بسطح حر

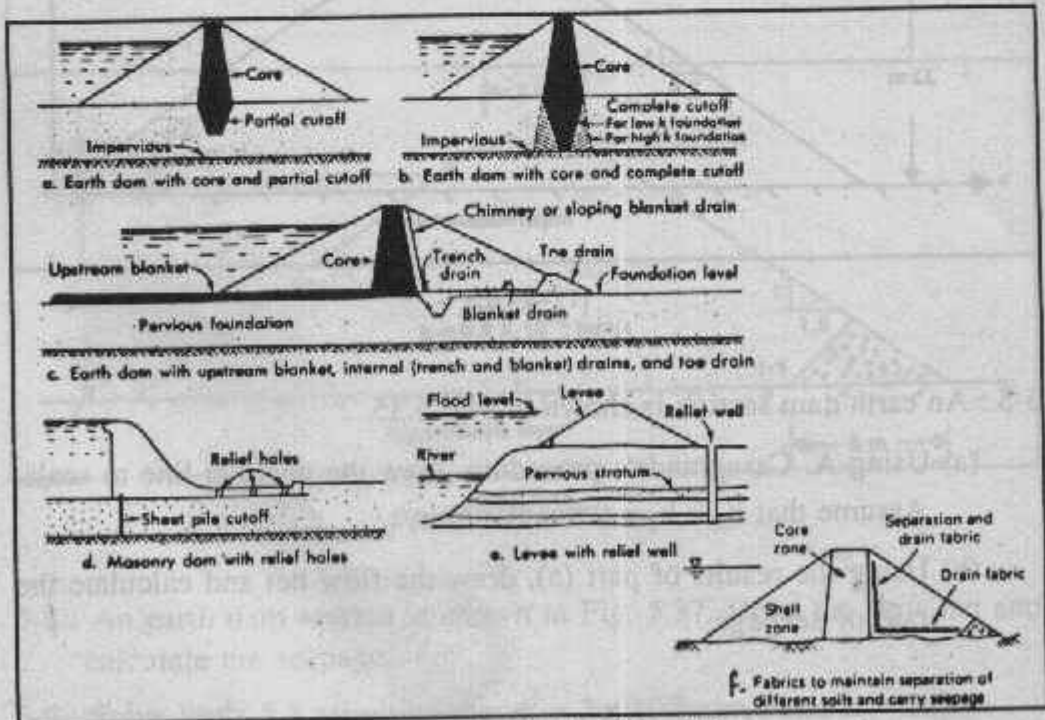


شكل (٥-٢٢) تقاطع خط التسرب مع شبكة السريان للجسر المائل المواجه للمياه

التحكم في التسرب في السدود الترابية : Seepage Control in Earth Dams

يمكن التحكم في التسرب خلال السدود الترابية بإحدى الطرق الآتية :

- (أ) استخدام قلب وقاطع جزئي .
- (ب) استخدام قلب وقاطع كلي .
- (ج) استخدام قلب وقنوات تصريف في الخلف والزيل .
- (د) استخدام ثقوب تنقيس .
- (هـ) حاجز بآبار تنقيس .
- (ي) قلب ونسيج تصريف .



شكل (٥-٢٣) قياس التحكم في التسرب

السادس

الباب

توزيع الاجهاد فى التربة Stress Distribution In Soil

من المشاكل الأساسية فى علم ميكانيكا التربة عند التأسيس للمنشآت إيجاد العلاقات بين : الحمل ومساحة الحمل وعمق الأساس والهبوط واستمرارية الحمل. كما أن الهبوط يستلزم معرفة توزيع الاجهاد داخل التربة. وتوزيع الاجهاد فى التربة يعتمد على نوع التربة وترتيب الطبقات ووجود المياه الجوفية .

والاجهادات فى التربة تحدث بسبب :

١ - وزن التربة نفسها .
 $\sigma = \gamma H$

٢ - الاجهاد الناشئ عن أحمال المنشآت والمنقولة للتربة .

نظرية بوزينسك Boussinesqis :

نظرية بوزينسك لتوزيع الاجهاد فى التربة مبنية على النتائج الرياضية لنظرية المرونة لأبسط حالة تحميل وهى حمل مركزى فى نقطة . ولقد وضع بوزينسك الفروض الآتية لنظريته :

١ - التربة مرنة ومتجانسة ومتماثلة الخواص وتخضع لقانون هوك .

٢ - وزن التربة نفسها مهمل .

٣ - التربة غير مجهددة قبل تأثير الحمل .

٤ - توزيع الاجهاد لا يعتمد على التربة. وكذلك التغير الحجمى للتربة يكون مهملا .

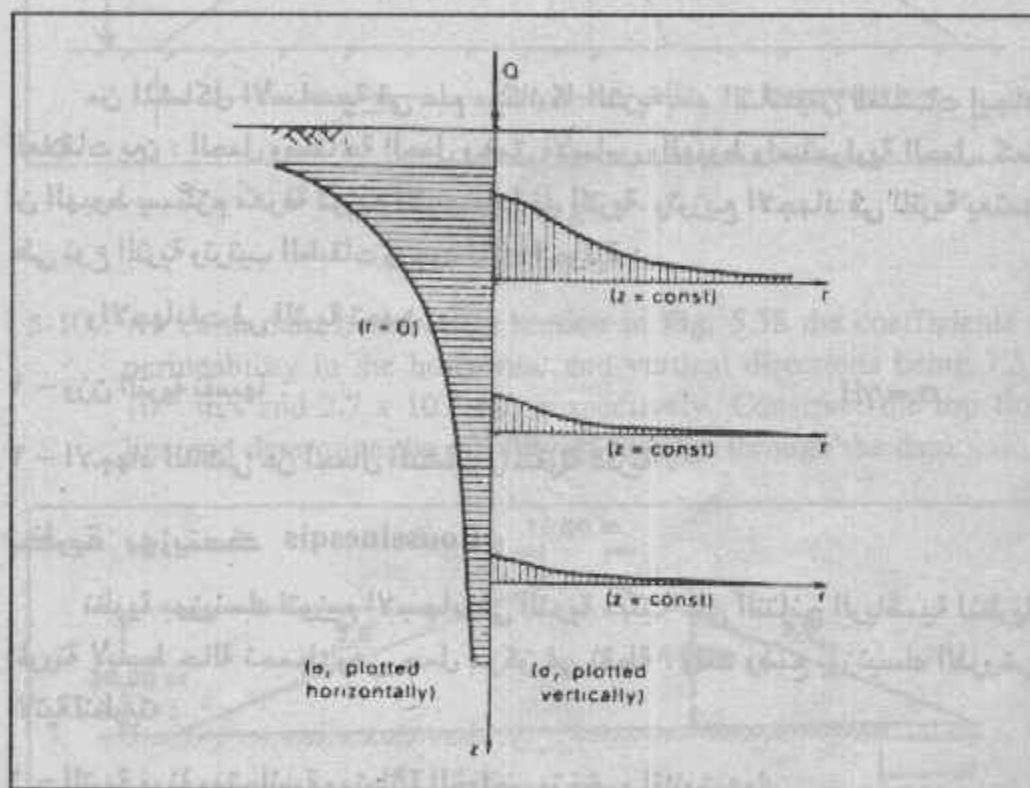
٥ - قاعدة التوزيع الخطى للاجهادات صالحة .

٦ - الاجهادات تكون متماثلة حول المحور الرأسى المار بالحمل المركزى .

ويبين الشكل (٦-١) توزيع الاجهادات فى التربة نتيجة لوجود حمل مركزى مؤثر

على التربة. ويلاحظ أن الأجهادات تقل أيضا مع البعد عن المحور المار بنقطة تأثير الحمل Q. ولقد أعطى بوزينسك المعادلة الآتية لحساب الاجهاد نتيجة الحمل المركزي :

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{Z^2} \frac{3}{2\pi [1 + (\frac{r}{Z})^2]^{5/2}} = \frac{Q}{Z^2} I_p$$



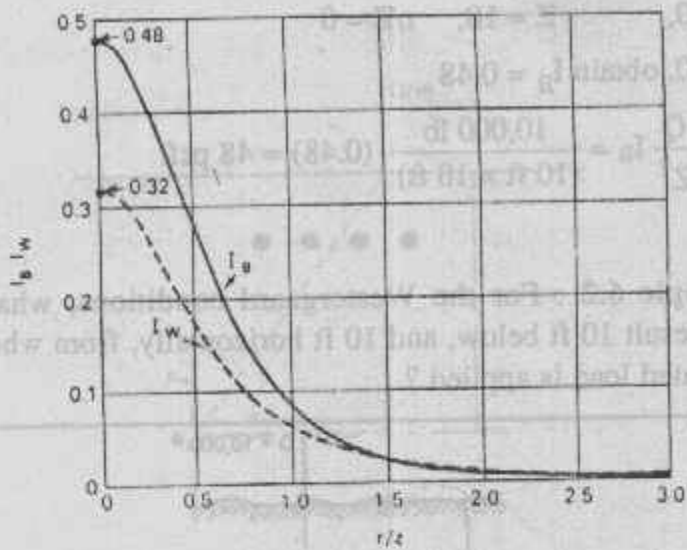
شكل (١-٦) التغير في الاجهاد الرأسى لحمل مركزى

والمعامل I_p يعين من المنحنى فى شكل (٢-٦) كما أعطى وسترجارد

Westergaard المعادلة الآتية :

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{Z^2 \pi [1 + 2(\frac{r}{Z})^2]^{5/2}} = \frac{Q}{Z^2} I_w$$

والمعامل I_w يعين من نفس الشكل السابق .



شكل (٦-٢) تعيين المعاملات I_B ، I_W

كما يعطى الجدول (٦-١) قيم للمعادلة I_B المناظرة لقيمة النسبة r/z حيث
 احداثيات النقطة المطلوب أيجاد الاجهاد عندها هي Z, r .

جدول (٦-١) تعيين المعامل Z_B للعمل المركز

r/z	I_B	r/z	I_B	r/z	I_B
0.00	0.478	0.80	0.139	1.60	0.020
0.10	0.466	0.90	0.108	1.70	0.016
0.20	0.433	1.00	0.084	1.80	0.013
0.30	0.385	1.10	0.066	1.90	0.011
0.40	0.329	1.20	0.051	2.00	0.009
0.50	0.273	1.30	0.040	2.20	0.006
0.60	0.221	1.40	0.032	2.40	0.004
0.70	0.176	1.50	0.025	2.60	0.003

Example 6-1 : For Boussinesq conditions, what subsurface stress will result at a point 10 ft below where a 10,000 lb point load is applied?

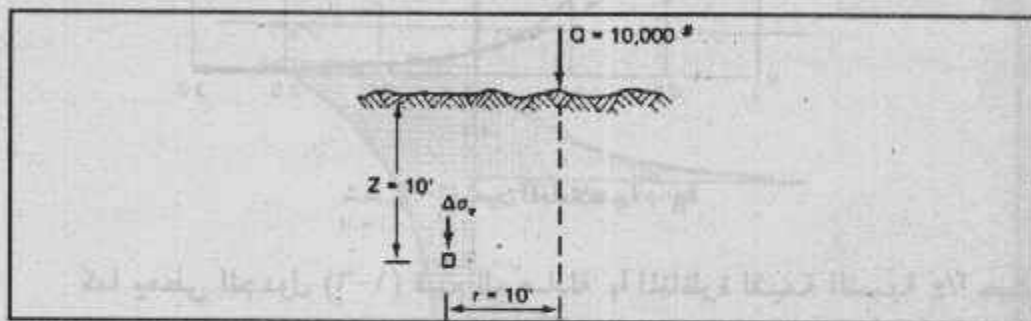
$$r = 0, \quad Z = 10, \quad r/Z = 0$$

For $r/Z = 0$, obtain $I_B = 0.48$

$$\text{and } \Delta\sigma_v = \frac{Q}{Z^2} I_B = \frac{10,000 \text{ lb}}{(10 \text{ ft} \times 10 \text{ ft})} (0.48) = 48 \text{ psf.}$$



Example 6.2 : For the Westergaard conditions, what subsurface stress will result 10 ft below, and 10 ft horizontally, from where a 10,000-lb concentrated load is applied ?

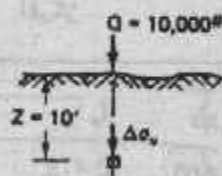


$$r = 10, \quad Z = 10, \quad r/Z = 1.0$$

For $r/Z = 1.0$, obtain $I_w = 0.065$

$$\text{and } \Delta\sigma_v = \frac{Q}{Z^2} I_w = \frac{10,000 \text{ lb}}{(10 \text{ ft} \times 10 \text{ ft})} (0.065)$$

$$= 6.5 \text{ psf}$$



الإجهاد الرأسى للحمل الخطى : Vertical stress due to line load

الاجهاد الرأسى نتيجة الحمل الخطى Q/m^1 يحسب عند نقطة x التى أحداثيتها

$$\sigma_z = \frac{2Q}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} \quad \text{من العلاقة الآتية : } (x, z)$$

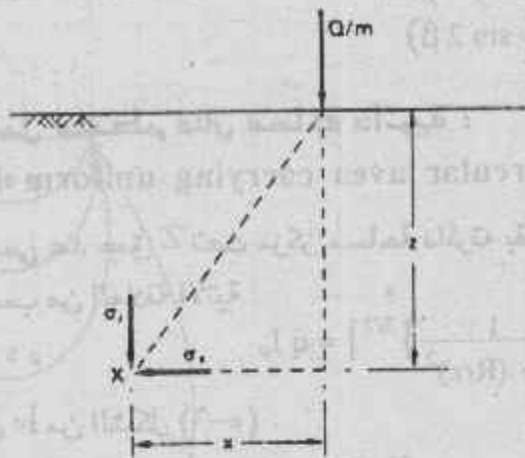
الإجهاد الرأسى نتيجة حمل الشريحة المنتظم :

Stress due to strip Area Carrying Uniform Pressure

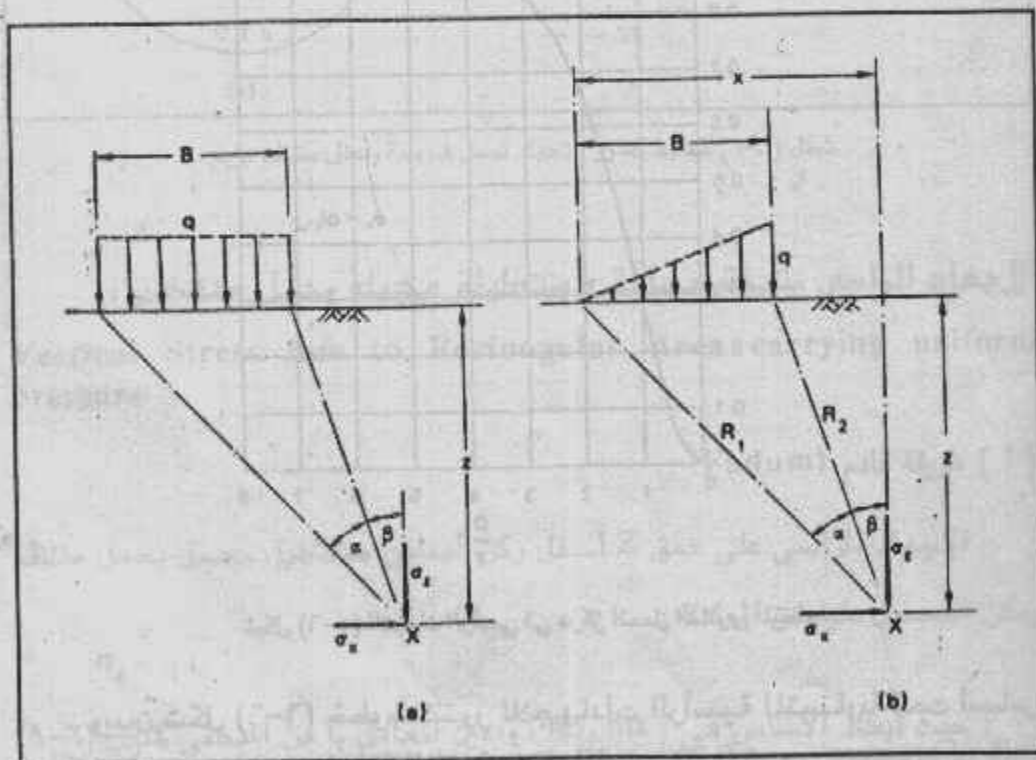
حمل الشريحة قد يكون حمل منظم وقد يكون متزايد خطيا (مثلث) شكل (٦-٤)

والمعادلة الآتية تستخدم لحساب الاجهاد الرأسى σ_z لحمل شريحة منتظم (a).

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \{ \alpha + \sin \alpha \cos (\alpha + 2 \beta) \}$$



شكل (٣-٦) الاجهاد للحمل النقطي



شكل (٤-٦) الاجهاد نتيجة الحمل المنتظم والحمل المثلثي

أما الحمل شريحة متزايد خطياً (b) فتحسب σ_z من العلاقة :

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \sin 2\beta \right)$$

الاجهاد نتيجة حمل منتظم على مساحة دائرية :

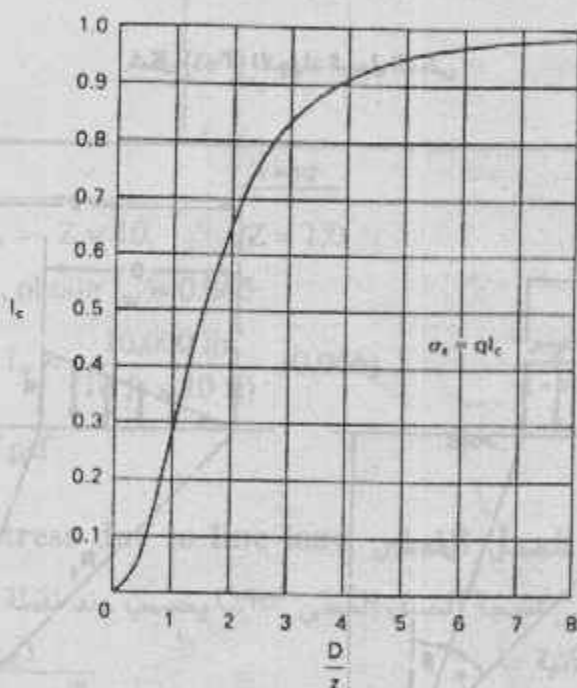
Stress due to circular area carrying uniform Pressuse :

الاجهاد الرأسى عند عمق Z تحت مركز مساحة دائرته بقطر مساوى 2R وتحمل

اجهاد منتظم q يحسب من العلاقة الآتية :

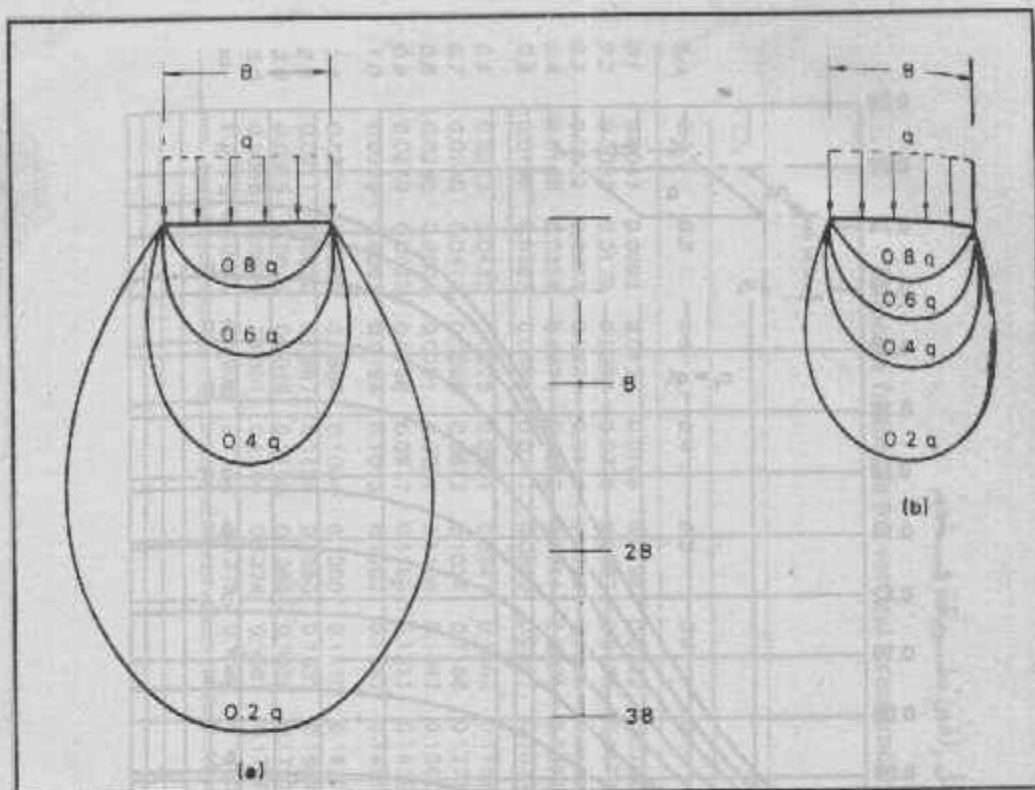
$$\sigma_z = q \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + (R/z)^2} \right\}^{3/2} \right] = q I_c$$

ويعين المعامل I_c من الشكل (٥-٦) .



شكل (٥-٦) الاجهاد الرأسى فى مركز الحمل الدائرى المنتظم

ويبين شكل (٦-٦) خطوط كنتور للاجهادات الرأسية المتساوية تحت أساس شريحة وأساس مربع. والمنطقة الواقعة داخل الكنتور $0.2q$ تسمى bulb of pressure وتبين الأشكال (٧-٦) ، (٨-٦) خطوط كنتور أكثر للاجهادات المتساوية. إحداهما بطريقة حساب بوزينسك والأخرى بطريقة حساب وسترجارد .



شكل (٦-٦) خطوط كتور الاجهاد لحمل شريحة وحمل منتظم مربع

الإجهاد الرأسى نتيجة مساحة مستطيلة محملة بحمل منتظم :

Vertical Stress due to Rectongular Area carrying uniform pressure :

(١) طريقة فادوم (Fadum) :

الإجهاد الرأسى على عمق Z أسفل ركن أساس مستطيل محمل بحمل منتظم

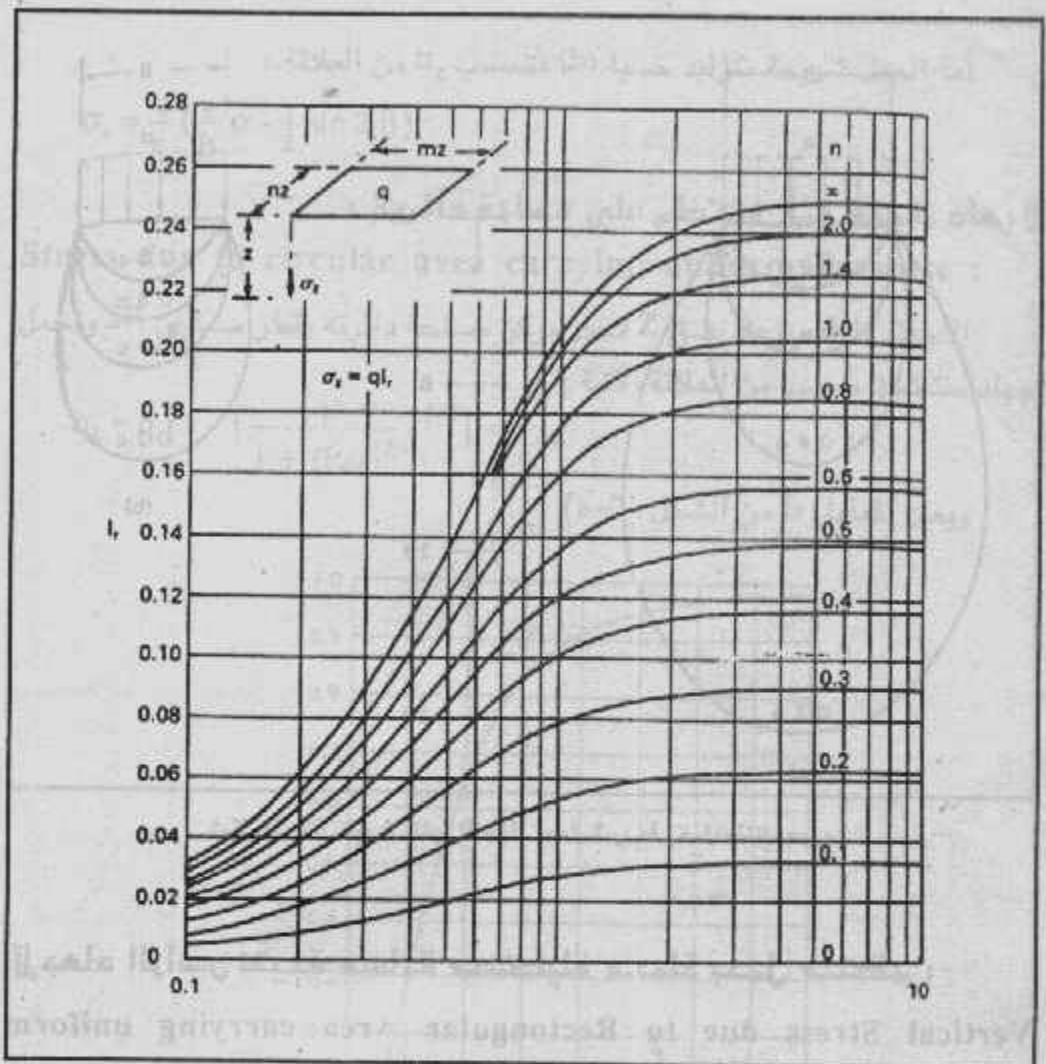
يمكن الحصول عليه من المعادلة :

$$\sigma_z = q I_r$$

حيث أبعاد الأساس هي : mz , nz , ويعين المعامل I_r من المنحنى شكل (٦-٩)

المرفق والذي وضعه فادوم (Fadum, 1948). كذلك يمكن تعيين المعامل I_r من الجدول

(٦-٣) .



شكل (٦-٩) طريقة فادوم لتعيين الاجهاد أسفل ركن حمل مستطيل منتظم

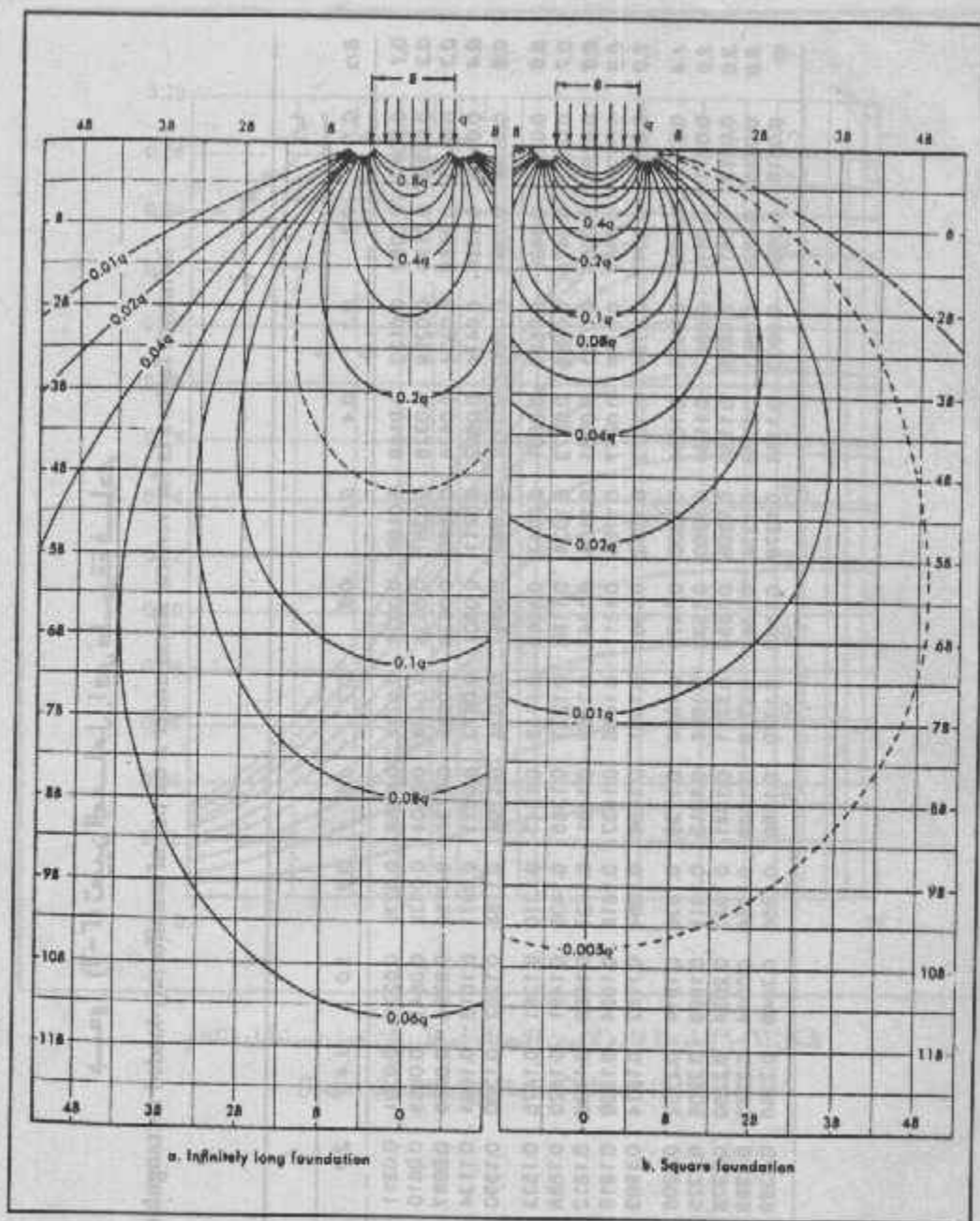
(Reproduced from R. E. Fadum (1948))

جدول (7-1) تعيين المعامل الفنى بطريقة فسادم

Influence factors Is for vertical stress under a corner of a uniformly-loaded rectangular area

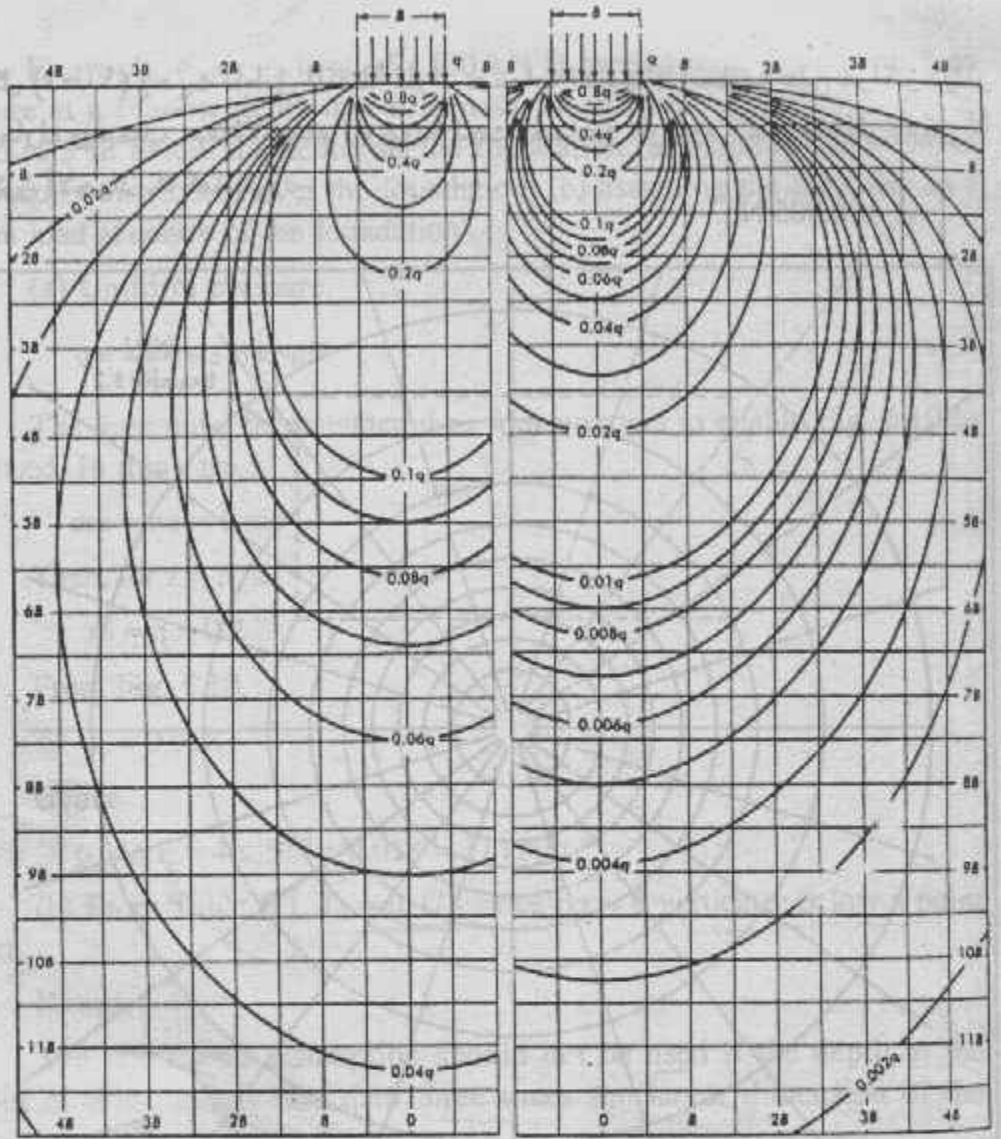
L/z	L/z															
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.4	2.0	3.0	5.0	∞	
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279	0.0301	0.0311	0.0315	0.0318	0.0316	
0.2	0.0082	0.0178	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547	0.0589	0.0610	0.0618	0.0620	0.0620	
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0560	0.0630	0.0686	0.0731	0.0758	0.0794	0.0856	0.0887	0.0898	0.0901	0.0902	
0.4	0.0188	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013	0.1094	0.1134	0.1150	0.1154	0.1154	
0.5	0.0198	0.0387	0.0560	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202	0.1300	0.1350	0.1368	0.1374	0.1375	
0.6	0.0222	0.0435	0.0628	0.0801	0.0947	0.1069	0.1158	0.1247	0.1310	0.1361	0.1475	0.1533	0.1555	0.1561	0.1562	
0.7	0.0240	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1168	0.1277	0.1365	0.1436	0.1481	0.1620	0.1686	0.1711	0.1719	0.1720	
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1588	0.1739	0.1812	0.1841	0.1849	0.1850	
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684	0.1836	0.1915	0.1947	0.1956	0.1958	
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752	0.1914	0.1999	0.2034	0.2044	0.2046	
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914	0.2102	0.2206	0.2250	0.2263	0.2266	
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1360	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999	0.2206	0.2325	0.2378	0.2395	0.2399	
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034	0.2260	0.2378	0.2420	0.2461	0.2465	
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044	0.2283	0.2395	0.2461	0.2486	0.2491	
∞	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1375	0.1562	0.1720	0.1850	0.1958	0.2046	0.2286	0.2399	0.2465	0.2482	0.2500	

(See Fig. 6.9)



Contours of equal vertical stress beneath a foundation on a semiinfinite, homogeneous, isotropic elastic solid—the Boussinesq analysis. Stresses are given as proportions of the uniform foundation pressure, q ; distances and depths in terms of the foundation width, B .

شكل (٧-٦) خطوط الكنتور للاجهاد بطريقة بوزينيسك



a. Infinitely long foundation

b. Square foundation

Contours of equal vertical stress beneath a foundation on a semiinfinite, homogeneous, thinly stratified material-the Westergaard analysis. Stresses are given as proportions of the uniform surface pressure, q ; distances and depths in terms of the foundation width, B .

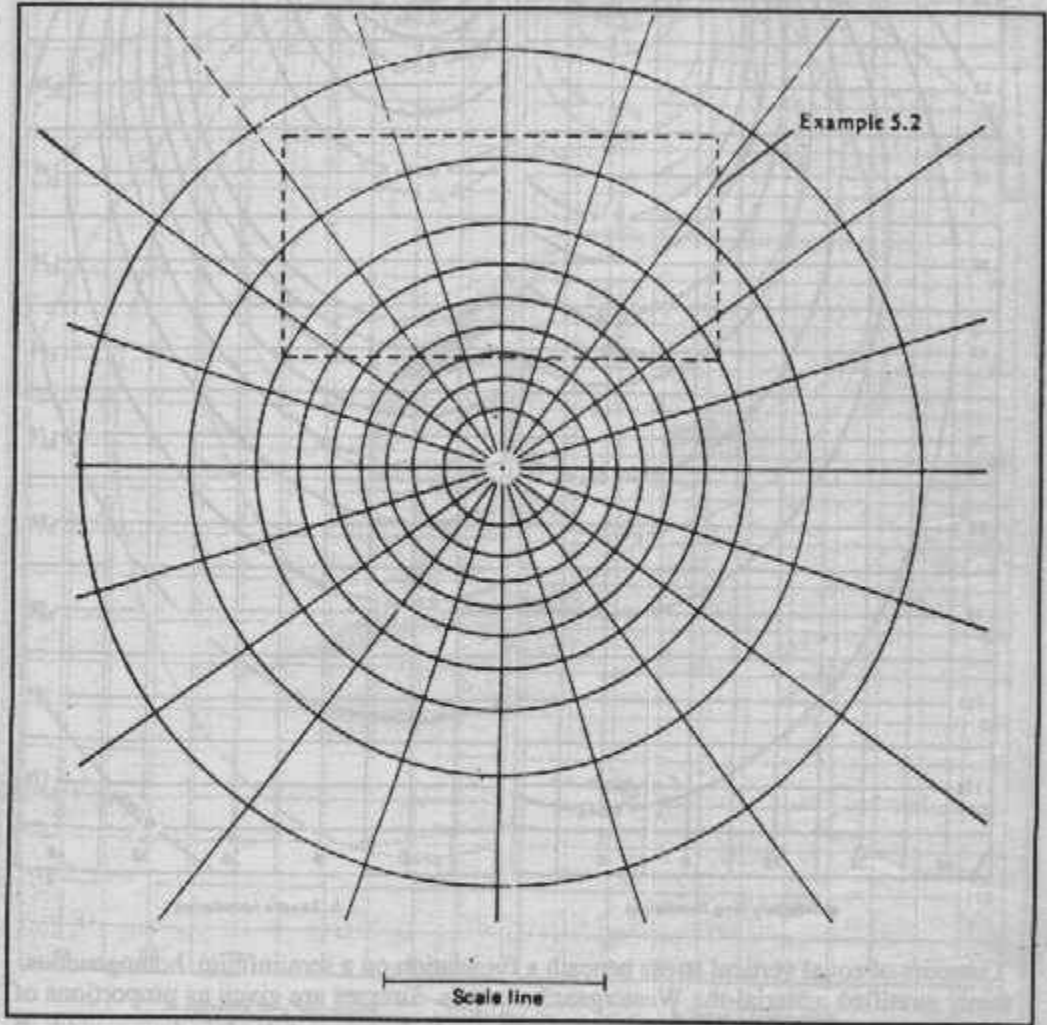
شكل (٨-٦) خطوط الكنتور للاجهاد بطريقة وسترجارد

(ب) طريقة نيومارك Newmark :

وضع نيومارك طريقة بيانية لإيجاد الاجهاد الاس أسفل أى مساحة محملة بحمل موزع منتظم q ، وذلك برسم المساحة المحملة بمقياس الرسم المرافق لنواثر نيومارك

شكل (٦-١٠) بحيث تنطبق النقطة المراد حساب الاجهاد أسفلها على مراكز دوائر نيومارك ويحسب عدد الأقسام الموجودة تحت المساحة المرسومة على الدوائر وليكن N ويكون الاجهاد σ_z كما يلي :

$$\sigma_z = 0.005 Nq.$$



Newmark's influence chart for vertical stress. Influence value per unit pressure = 0.005. (Reproduced from N. M. Newmark (1942) Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations, University of Illinois Bulletin No. 338, by permission of Professor Newmark).

شكل (٦-١٠) طريقة نيومارك لتعيين الاجهاد

Example 6-3 : A load of 1500 kN is carried on a foundation 2 m square at a shallow depth in a soil mass. Determine the vertical stress at a point 5 m below the centre of the foundation (a) assuming the load is uniformly distributed over the foundation, (b) assuming the load acts as a point load at centre of the foundation .

(a) Uniform pressure,

$$q = \frac{1500}{2^2} = 375 \text{ kN/m}^2$$

The area must be considered as four quarters to enable Fig. 6.10 to be used. In this case :

$$mz = nz = 1 \text{ m}$$

Then, for $z = 5 \text{ m}$,

$$m = n = 0.2$$

From Fig. 6.10,

$$I_r = 0.018$$

Hence,

$$\sigma_z = 4q I_r = 4 \times 375 \times 0.018 = 27 \text{ kN/m}^2$$

(b) From Table 6.1, $I_p = 0.478$ since $r/z = 0$ vertically below a point load.

Hence,

The point load assumption should not be used if the depth to the point X (Fig. 6.2) is less than three times the larger dimension of the foundation.

Example 6-4 : A rectangular foundation 6 m x 3 m carries a uniform pressure of 300 kN/m² near the surface of a soil mass. Determine the vertical stress at a depth of 3m below a point (A) on the centre line 1.5 m outside a longedge of the foundation, (a) using influence factors, (b) using Newmark's influence chart.

(a) Using the principle of superposition the problem is dealt with in the manner shown in Fig. 6.11. For the two rectangles (1) carrying a positive pressure of 300 kN/m², $m = 1.00$ and $n = 1.50$, therefore.

$$I_r = 0.193.$$

For the two rectangles (2) carrying a negative pressure of 300 kN/m^2 , $m = 1.00$ and $n = 0.50$, therefore .

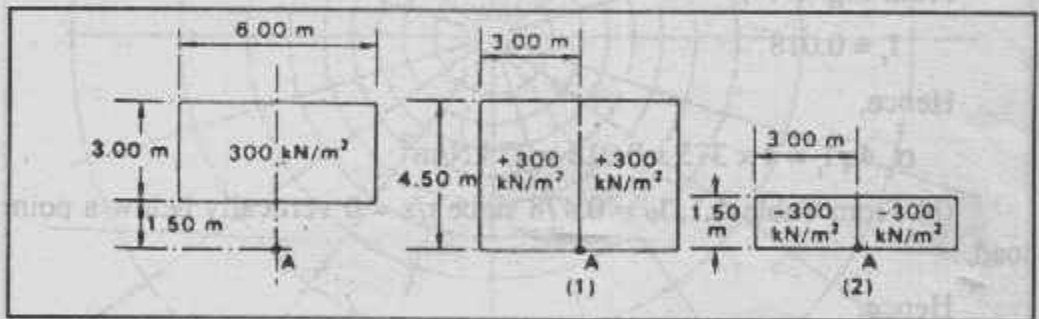
$$I_r = 0.120.$$

Hence,

$$\begin{aligned}\sigma_z &= (2 \times 300 \times 0.193) - (2 \times 300 \times 0.120) \\ &= 44 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

(b) Using Newmark's influence chart (Fig. 6.10) the scale line represents 3m , fixing the scale to which the rectangular area must be drawn. The area is positioned such that the point A is at the centre of the chart. The number of influence areas covered by the rectangle is approximately 30 (i. e. $N = 30$), hence.

$$\begin{aligned}\sigma_z &= 0.005 \times 30 \times 300 \\ &= 45 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$



شكل (٦-١١)

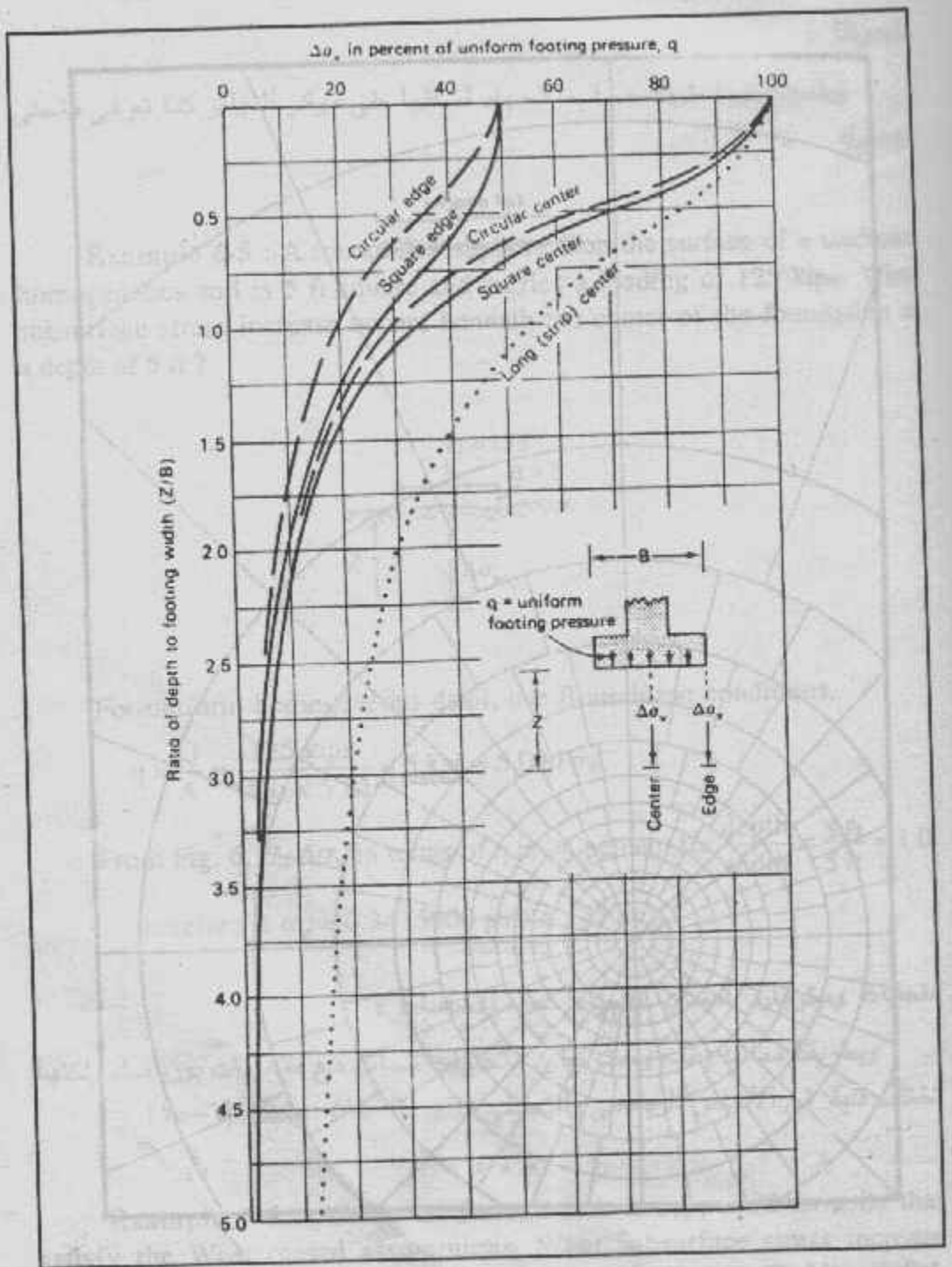
منحنيات بوزيتسك لحساب الاجهاد زحت الأساسات :

يبين المنحنى بشكل (٦-١٢) قيم الاجهاد الأس $\Delta\sigma_v$ على عمق Z أسفل مساحات

محملة بانتظام يحمل q سواء كانت هذه المساحات دائرية أو مربعة أو شريحة عند كل من المركز والحافة كما يمكن لنفس الغرض استخدام المنحنيات الشبيهة بمنحنيات نيومارك والمبينة في شكل (٦-١٢) حيث ترسم المساحات المحملة بالقياس الموجود على

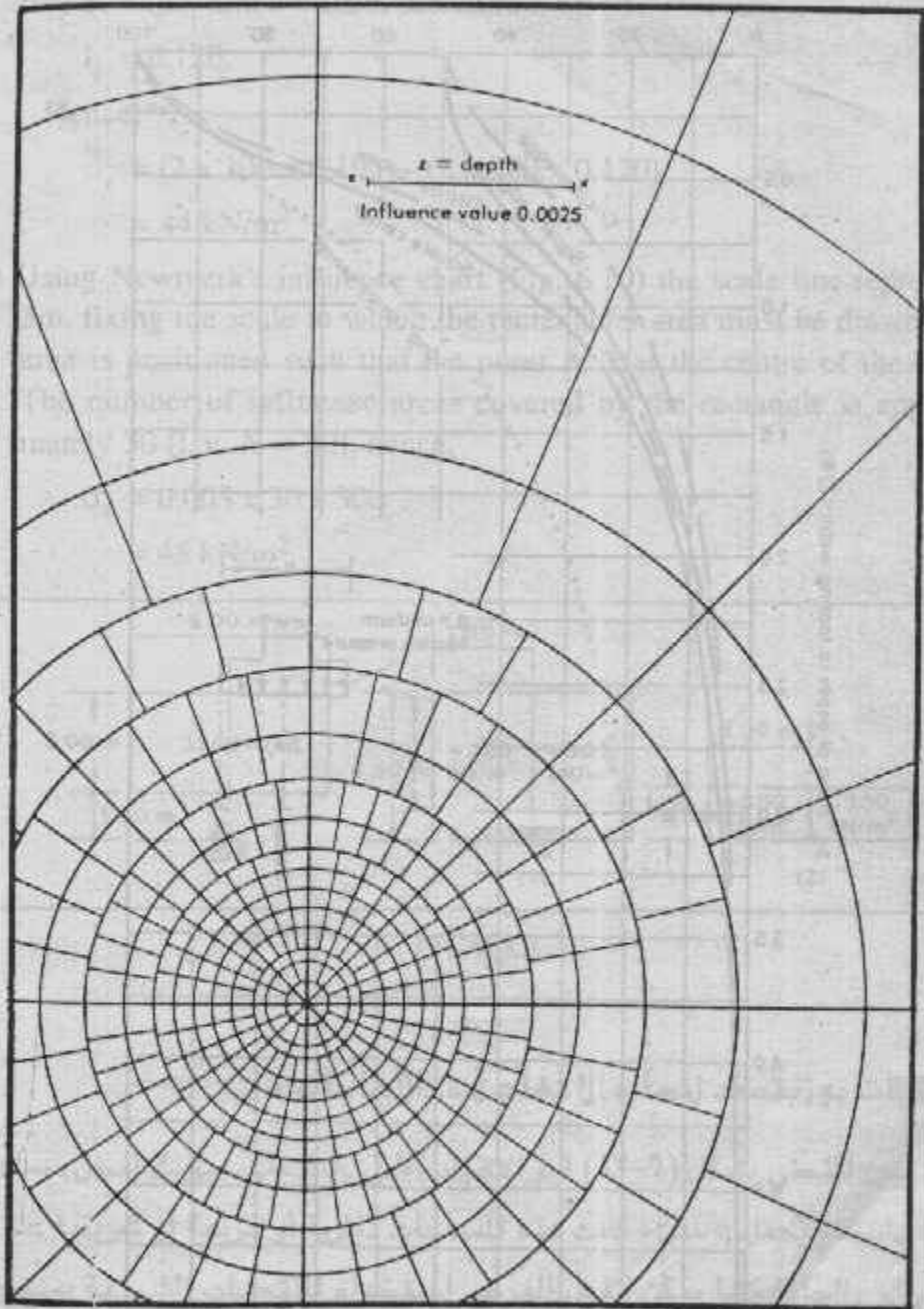
المنحنى وبحسب عدد الأقسام N :

$$\Delta\sigma_v = 0.0025 Nq$$



Variation of vertical stress beneath a foundation; Boussinesq analysis.

شكل (٦-١٢) التغيير في الاجهاد الرأسى تحت الأساسات (بوزينسك)



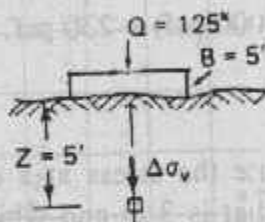
Influence chart for computing vertical stress beneath a uniformly loaded foundation on a semiinfinite, homogeneous, isotropic elastic solid-the Boussinesq analysis.

شكل (٦-١٣) تعيين الاجهاد بطريقة بوزينيسك

ملحوظة :

توضع النقطة المراد حساب الاجهاد أسفلها على مركز الدوائر كما تم في منحني نيومارك .

Example 6-5 : A foundation supported on the surface of a uniform, homogeneous soil is 5 ft square and carries a loading of 125 kips. What subsurface stress increase occurs beneath the center of the foundation at a depth of 5 ft ?



For uniform homogeneous dsoil, use Boussinesq conditions.

$$q = \frac{Q}{A} = \frac{125 \text{ kips}}{(5 \text{ ft} \times 5 \text{ ft})} = 5 \text{ ksf} = 5,000 \text{ psf}$$

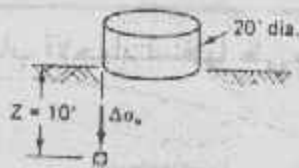
From Fig. 6.12, $\Delta\sigma_v$ in terms of q is 34 percent for $\frac{\text{depth}}{\text{width}} = \frac{5 \text{ ft}}{5 \text{ ft}} = 1.0$

$$\text{therefore } \Delta\sigma_v = 0.34 (5000 \text{ psf}) = 1750 \text{ psf}$$

منحنيات وسترجارد لحساب الاجهاد تحت الاساسات :

وبطريقة مماثلة وضع وسترجارد منحنيات تتماثل مع منحنيات بوزينسك ولكنها تختلف قليلا في الأساس الرياضي والتحليلي شكل (٦-١٤) ، وشكل (٦-١٥) .

Example 6-6 : A circular storage tank is supported on soils that satisfy the Westergaard assumptions. What subsurface stress increase develops 10 ft beneath the edge of the tank ? The tank is 20 ft in diameter, and the stored fluid material causes a pressure of 1000 psf at the tank base.



Surface load $q = 1000$ psf

$$\text{Ratio of depth / width} = \frac{10 \text{ ft}}{20 \text{ ft}} = 0.5$$

From Fig. 6.14, $\Delta \sigma_v = 23$ percent of q

therefore $\Delta \sigma_v = 0.23 (1000 \text{ psf}) = 230 \text{ psf}$.

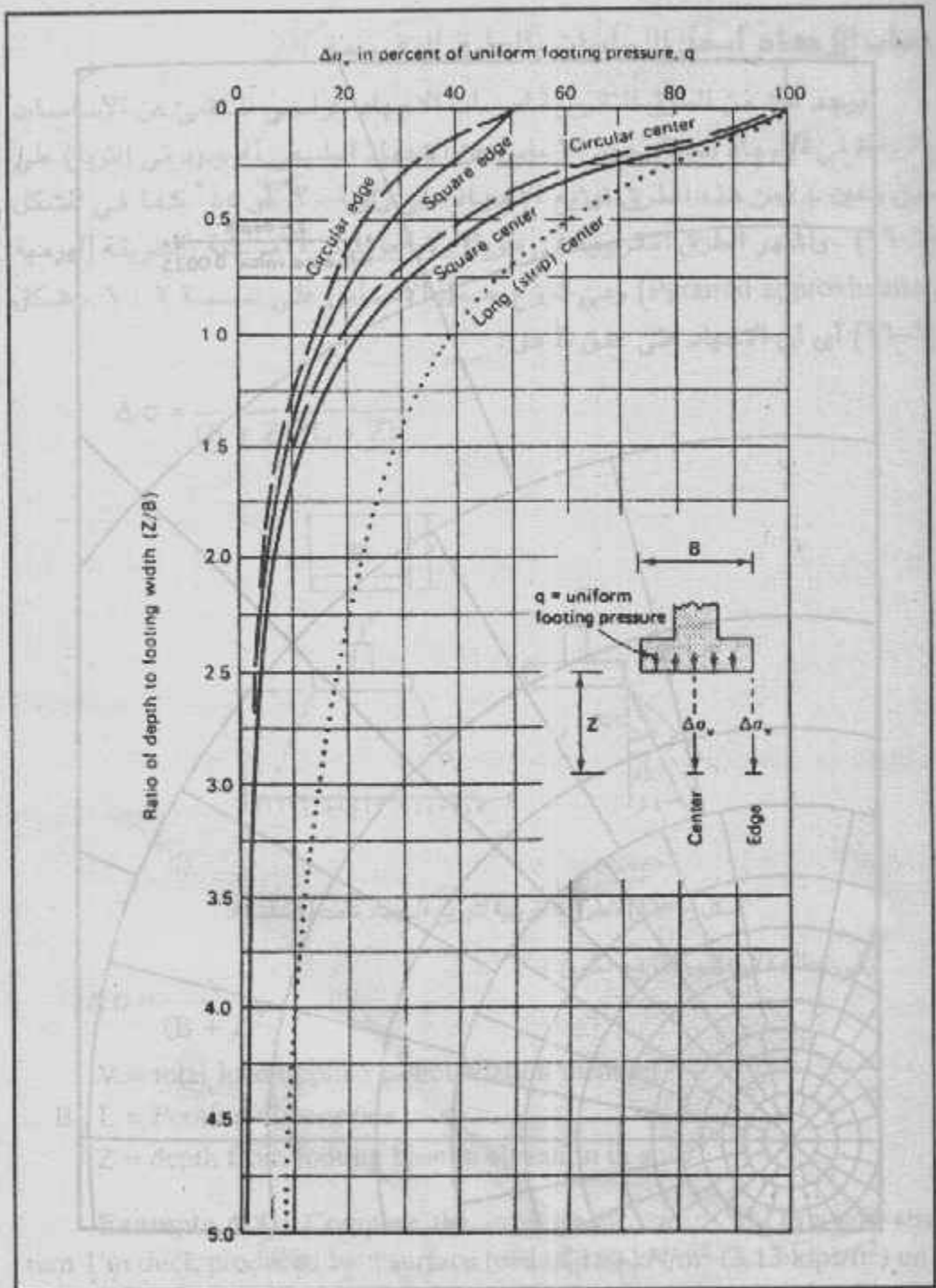
Example 6-7 : Compute the stress at a depth of 3 m and 2.4 m from the center of a footing that is 3 m and which exerts a stress of 150 kN/m^2 (3.13 kips/ft^2) on a stratified soil.

1 - Using Fig. 6.14 (right side for a square foundation). The depth of the point $z = B$. The horizontal distance, 2.4 m is $r = 0.8 B$. From the chart the contour is 0.09.

$$\Delta \sigma_v = 0.09 \times 150 = 13.5 \text{ kN/m}^2 (282 \text{ lb/ft}^2)$$

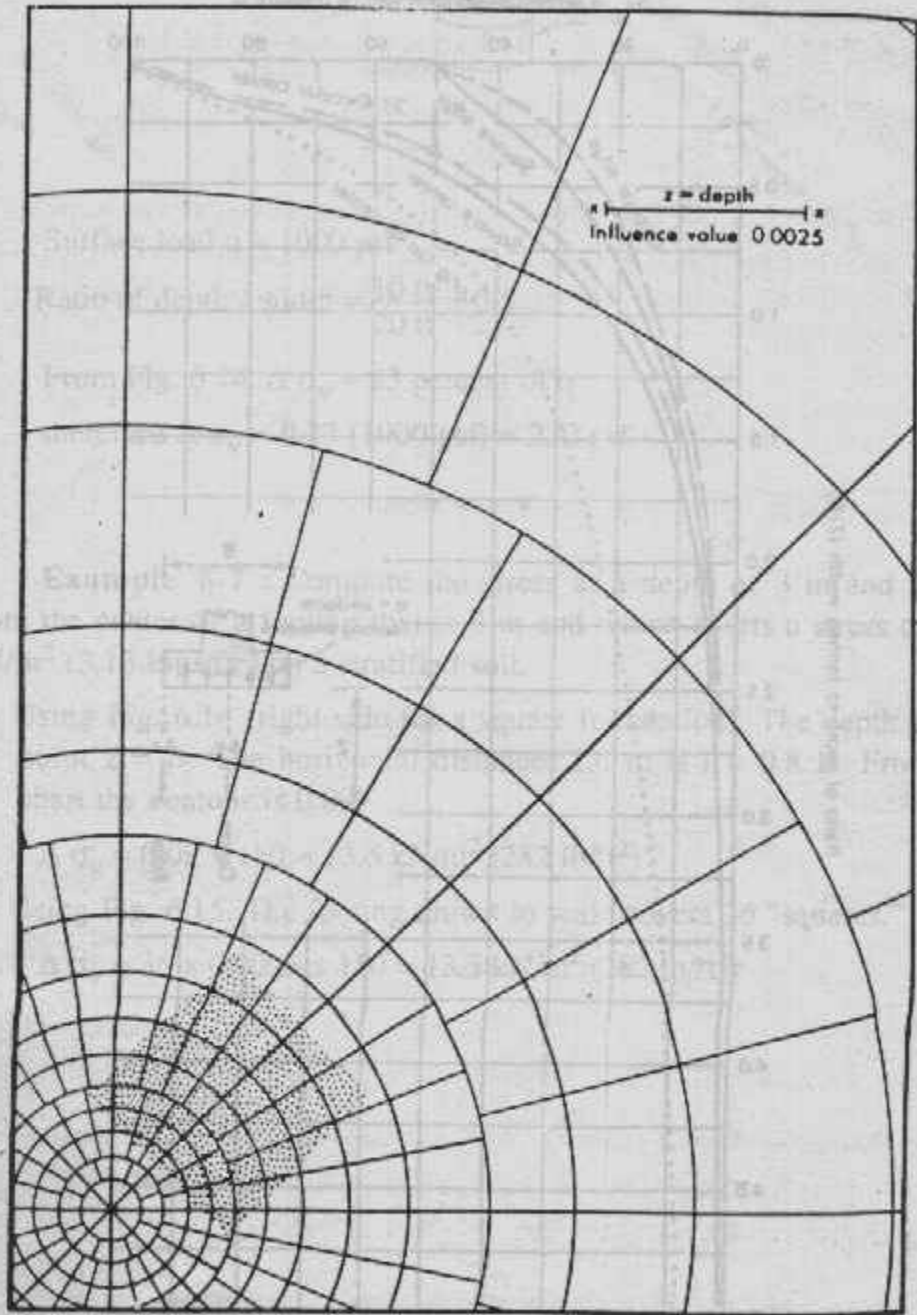
2 - Using Fig. 6.15. The footing drawn to scale covers 36 "squares."

$$\Delta \sigma_v = 36 \times 0.0025 \times 150 = 13.5 \text{ kN/m}^2 (282 \text{ lb/ft}^2)$$



Variation of vertical stress beneath a foundation; Westergaard analysis.

شكل (٦-١٤) التغير في الاجهاد الرأسي تحت الأساسات (وسترجارد)



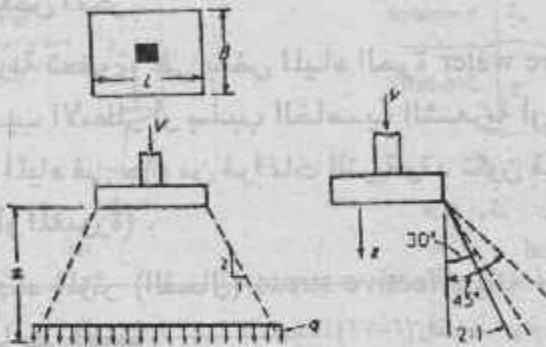
Influence chart for computing vertical stress beneath a uniformly loaded foundation on a semi-infinite, homogeneous, thin stratified material-the Westergaard analysis.

شکل (۶-۱۵) تعیین الاجهاد بطريقة وسترجارد

حساب الاجهاد أسفل الاساسات بالطرق التقريبية :

يوجد عدد من الطرق التقريبية لحساب الاجهاد الرأسى الناشئ عن الاساسات (الزيادة فى الاجهاد نتيجة وجود الاساس عن الاجهاد الطبيعى الموجود فى التربة) على عمق معين Z ومن هذه الطرق توزيع الاجهاد على زاوية 30° أو 45° كما فى الشكل (١٦-٦). وأشهر الطرق التقريبية هى طريقة ولاية بوسطن الأمريكية (الطريقة الهرمية Pyramid approximation) وهى توزع حمل الاساس على نسبة $2 : 1$ ، شكل (١٦-٦) أى أن الاجهاد على عمق Z هو :

$$\Delta \sigma = \frac{V}{(B + Z)(L + Z)}$$



شكل (١٦-٦) الطرق التقريبية لتوزيع الاجهاد تحت الاساسات

وفى حالة الاساس المربع يكون :

$$\Delta \sigma = \frac{V}{(B + Z)^2}$$

V = total load applied to Foundation member

B, L = Footing dimensions

Z = depth from footing base to elevation in soil.

Example 6-8 : Compare the increase in stress $\Delta \sigma_z$ in a soil stratum 1 m thick produced by a surface load of 150 kN/m^2 (3.13 kips/ft^2) on a $0.5 \times 0.5 \text{ m}$ square footing with the stresses produced by a footing $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ square with the same load. The center of the soil stratum is 4 m beneath the ground surface. Use the pyramid approximation.

1. For the 0.5 x 0.5 m footing .

$$\Delta \sigma = \frac{0.5 \times 0.5 \times 150}{(4 + 0.5)(4 + 0.5)} = 1.85 \text{ kN/m}^2 \text{ (38 lb/ft}^2\text{)}$$

2. For the 3 x 3 m footing

$$\Delta \sigma_z = \frac{3 \times 3 \times 150}{(4 + 3)(4 + 3)} = 27.6 \text{ kN/m}^2 \text{ (576 lb/ft}^2\text{)}$$

الإجهاد المؤثر (الفعال) : Effective pressure

في تعاملات المهندس مع التربة المحتوية تقابله بعض التعبيرات الهندسية مثل الإجهاد المؤثر (الفعال) Effective pr. وضغط المياه pore or water pressure النفاذية permeability والتصريف drainage . ولقد سبق التعرف على بعض هذه التعبيرات والآن نتعرف على البعض الآخر .

كل أنواع التربة تحتوي على بعض المياه الحرة free water في فراغاتها وقد تكون هذه المياه بسبب الأمطار أو بسبب الخاصية الشعرية أو بسبب تواجد المياه الجوفية . وقد تكون المياه في جزء من فراغات التربة وقد تكون في كل فراغات التربة (مثل التربة المشبعة أو المغمورة) .

ويعرف الأجهاد المؤثر (الفعال) effective stress بأنه الضغط الناشئ من حبيبات التربة بعضها على البعض .

أما ضغط المياه pore or water pressure فهو الضغط الناشئ عن المياه أو الضغط الناشئ عن وزن عمود المياه .

ويحسب الإجهاد المؤثر (الفعال) σ'_v بوزن عمود التربة (حبيبات التربة فقط) المؤثر على العمق تحت الاعتبار شكل (٦-١٧) وعامة فهو :

$$\sigma'_v = \gamma Z$$

حيث γ هي وحدة الوزن للتربة في الحالة الموجودة فيها التربة لو كانت التربة إلى عمق Z حافة :

$$\sigma'_v = \gamma_d Z$$

لو كانت التربة إلى عمق Z تحتوى فراغاتها على بعض المياه :

$$\sigma'_v = \gamma_b Z$$

لو كانت التربة إلى عمق Z مشبعة عن طريق الخاصية الشعرية :

$$\sigma'_v = \gamma_{sat} Z$$

لو كانت التربة إلى عمق Z مغمورة بالمياه (أي تحت منسوب المياه) :

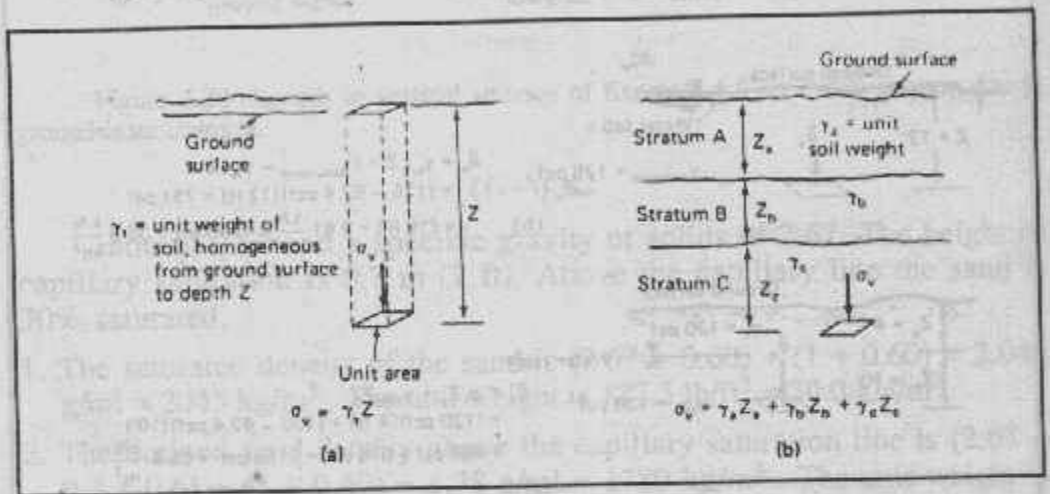
$$\sigma'_v = \gamma_{sub} Z$$

أما ضغط المياه P على عمق Z فهو :

$$P = \gamma_w Z$$

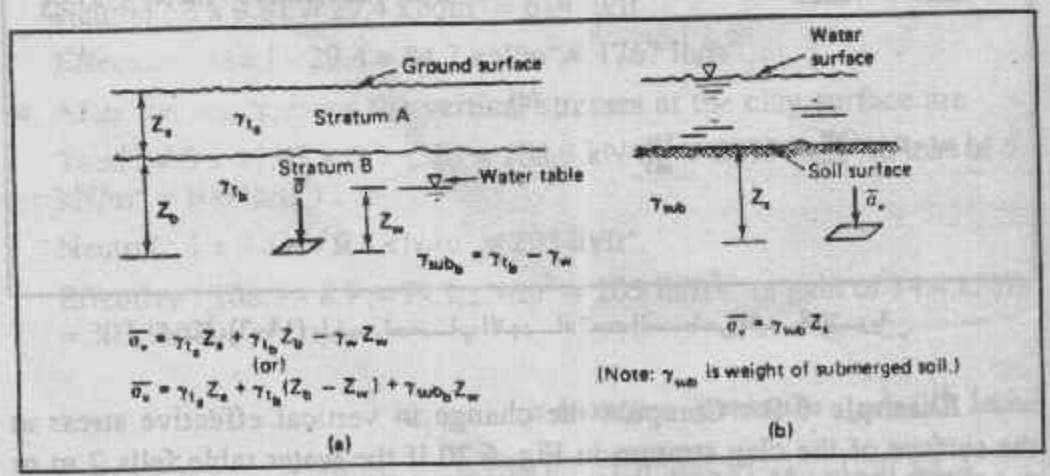
ومجموع الضغط المؤثر و ضغط المياه يسمى بالضغط الكلي :

$$\sigma'_i = \sigma'_v + P \quad \text{or} \quad \sigma'_v = \sigma'_i - P$$



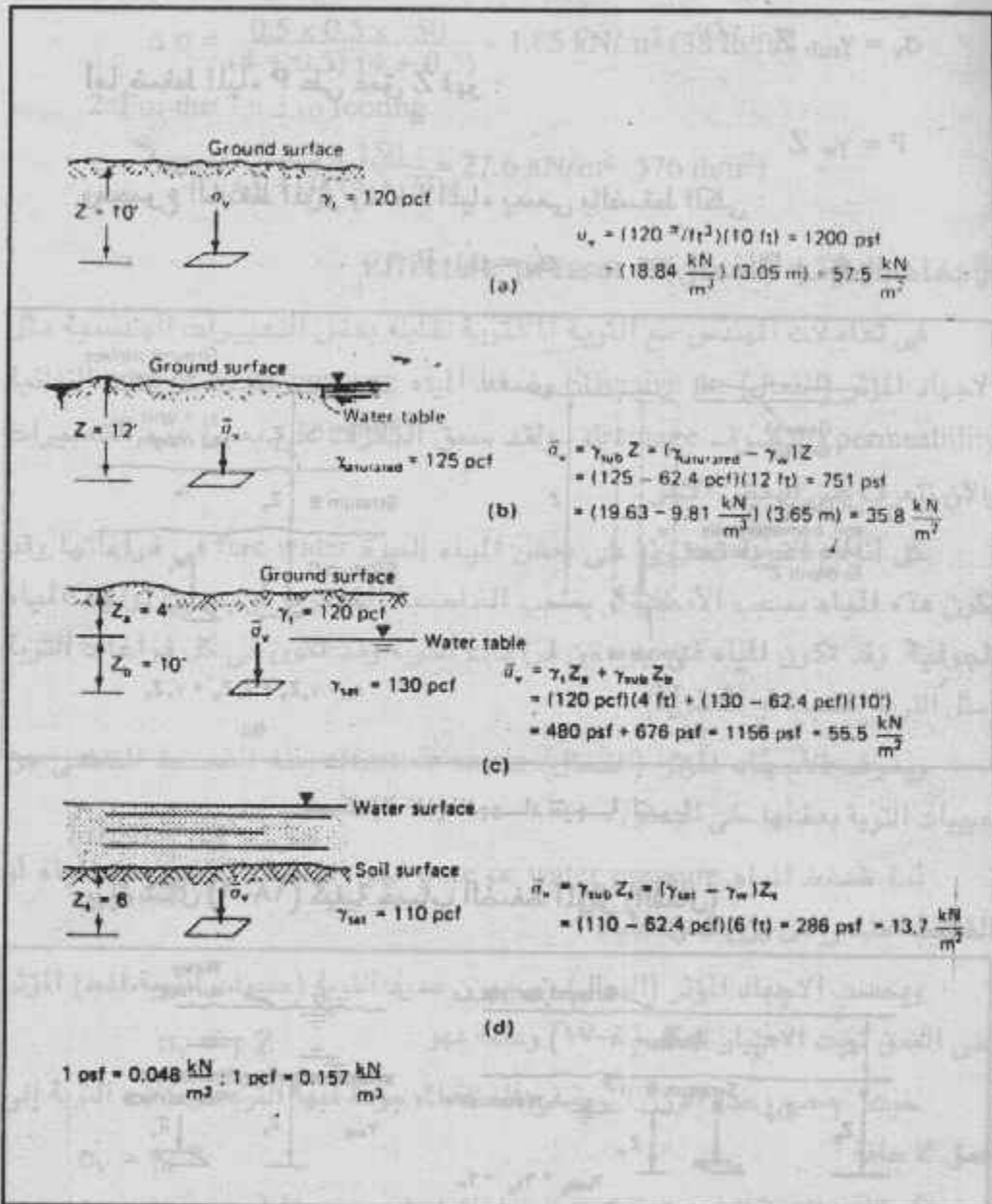
شكل (٦-١٧) الاجهاد نتيجة التربة

ويبين شكل (٦-١٨) كيفية حساب الضغط المؤثر (الفعال).



شكل (٦-١٨) الاجهاد تحت الماء

كما يبين شكل (٦-١٩) أمثلة رقمية لحساب الضغط المؤثر (الفعال).



شكل (٦-١٩) ملخص لحساب الاجهاد تحت السطحي نتيجة التربة

Example 6-9 : Compute the change in vertical effective stress at the surface of the clay stratum in Fig. 6.20 if the water table falls 2 m or 0.6 ft. The sand has a void .

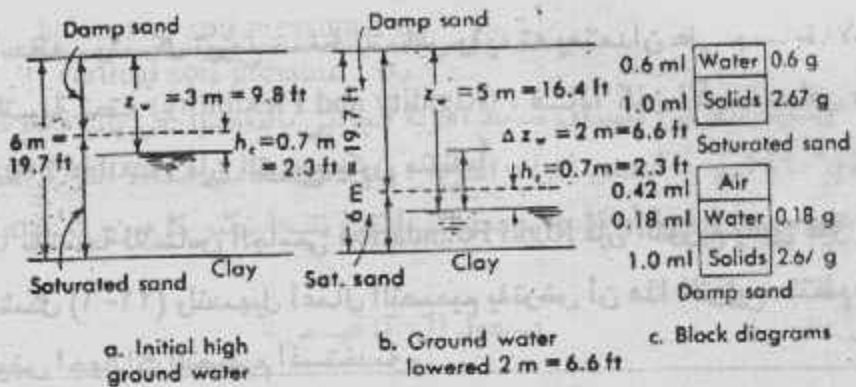


Figure 6.20 changes in vertical stresses of Example 6.9 on a clay stratum due to groundwater changes.

شكل (٦-٢٠)

ratio of 0.60 and a specific gravity of solids of 2.67. The height of capillary saturation is 0.7 m (2 ft). Above the capillary line the sand is 30% saturated.

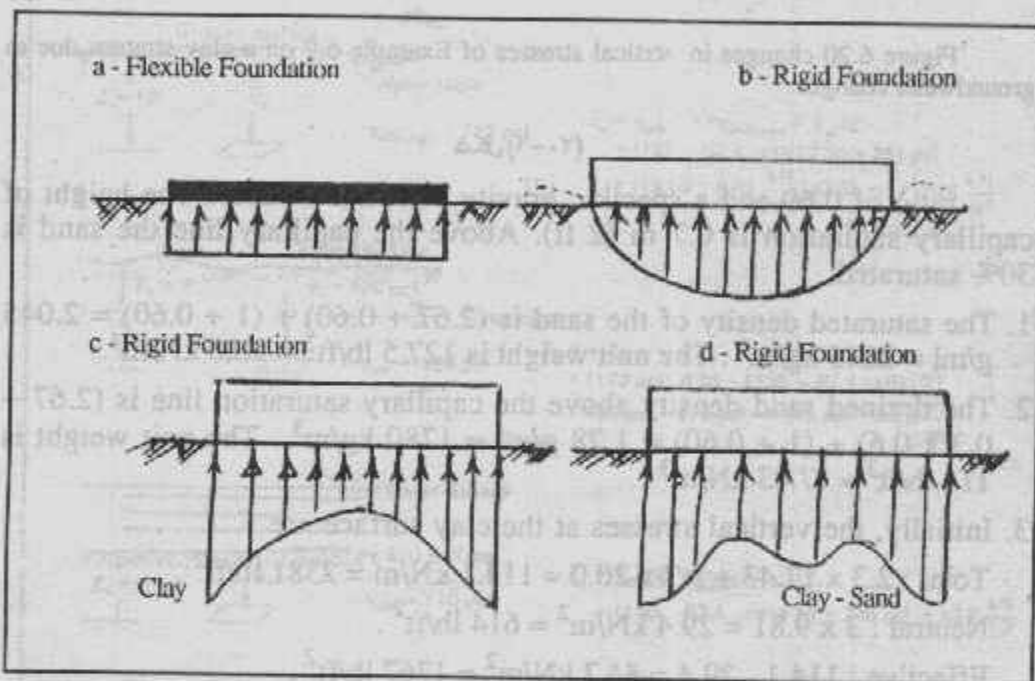
1. The saturated density of the sand is $(2.67 + 0.60) + (1 + 0.60) = 2.045 \text{ g/ml} = 2045 \text{ kg/m}^3$. The unit weight is $127.5 \text{ lb/ft}^3 = 20.0 \text{ kN/m}^3$.
2. The drained sand density above the capillary saturation line is $(2.67 + 0.3 \times 0.6) + (1 + 0.60) = 1.78 \text{ g/ml} = 1780 \text{ kg/m}^3$. The unit weight is $111 \text{ lb/ft}^3 = 17.43 \text{ kN/m}^3$.
3. Initially, the vertical stresses at the clay surface are
 Total : $2.3 \times 17.43 + 3.7 \times 20.0 = 114.1 \text{ kN/m} = 2381 \text{ lb/ft}^2$.
 Neutral : $3 \times 9.81 = 29.4 \text{ kN/m}^2 = 614 \text{ lb/ft}^2$.
 Effective : $114.1 - 29.4 = 84.7 \text{ kN/m}^2 = 1767 \text{ lb/ft}^2$.
4. After the water drops the vertical stresses at the clay surface are
 Total : $4.3 \times 17.43 + 1.7 \times 20 = 108.9 \text{ kN/m}^2 = 2275 \text{ lb/ft}^2$ (a loss of $5.2 \text{ kN/m}^2 = 106 \text{ lb/ft}^2$).
 Neutral : $1 \times 9.81 = 9.8 \text{ kN/m}^2 = 205 \text{ lb/ft}^2$.
 Effective : $108.9 - 8.9 = 99.1 \text{ kN/m}^2 = 205 \text{ lb/ft}^2$ (a gain of $14.4 \text{ kN/m}^2 = 303 \text{ lb/ft}^2$).

: ضغط التماس Contact pressure

ضغط التماس هو الإجهاد الرأسى المؤثر على سطح التماس بين قاعدة الأساس

والتربة أسفله ، وشكل توزيع ضغط التماس وقيمته يعتمدان على جساءة الأساس ومرونة التربة تحت (Rigidity and Flexibility) ، فإذا كان الأساس مرناً Flexible Foundation فإن التوزيع يكون منتظماً .

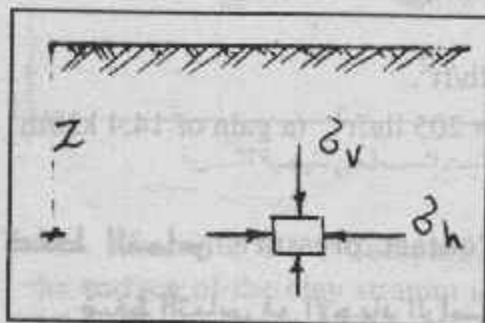
أما بالنسبة للأساس الجاسئ Rigid Foundation فإن التوزيع يكون غير منتظم كما في شكل (٦-٢١) ولتسهيل أعمال التصميم يفترض أن هذا التوزيع منتظم ويقابل ذلك تخفيض اجهادات التصميم المستخدمة .



شكل (٦-٢١) ضغط التماس

العلاقة بين الاجهاد الرأسى والافقى:

تتعرض التربة على عمق معين Z إلى اجهاد رأسى σ_v سبق حسابه وإلى اجهاد عرضى σ_h وبالنسبة بين هذين الاجهاد هي المعامل k الذى يسمى «معامل ضغط التربة العرضى» coefficient of lateral earth pressure.



شكل (٦-٢٢) الاجهاد الرأسى والافقى

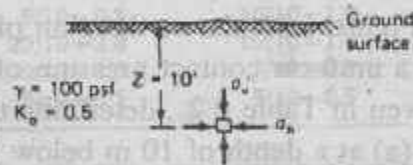
$$k = \frac{\text{horizontal soil pressure } \sigma_h}{\text{vertical soil pressure } \sigma_v}$$

وسوف نتعرض لحساب ضغط التربة الجانبي بالتفصيل في باب قادم كما يوضح جدول (٦-٢) قيم k_0 لبعض أنواع التربة. و k_0 هو معامل ضغط التربة العرضي في حالة عدم حدوث إزاحة أو تشوه حجمي في التربة نتيجة تأثير كل من σ_v و σ_h معاً.

جدول (٦-٢) قيم k_0

Soil Type	K_0
Granular, loose	0.5 to 0.6
Granular, dense	0.3 to 0.5
Clay, soft	0.9 to 1.1 (undrained)
Clay, hard	0.8 to 0.9 (undrained)

Example 6-10 : The unit weight of the soil in a uniform deposit of loose sand is 100 pcf. Determine the horizontal stress that acts within the soil mass at a depth of 10 feet.

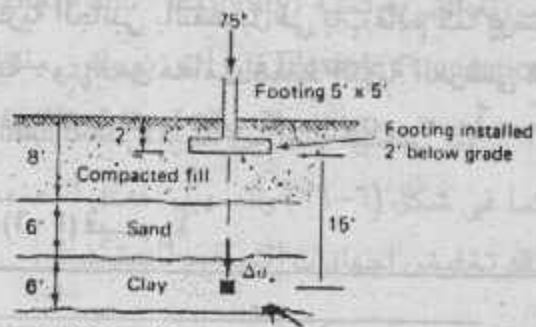


$$\sigma_v = \sigma Z = (100 \text{ pcf}) (10 \text{ ft}) = 1000 \text{ psf}$$

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = (0.5) (1000 \text{ psf}) = 500 \text{ psf}$$

where k_0 is obtained from Table 6-2.

Example 6-11 : Assume that a building foundation is constructed on the fill discussed in the previous illustration. If the footing is 5 ft square and carries a loading of 75 kips, what net stress results in the middle of the clay layer beneath the center of the footing (consider effects of fill and foundation loading) ?



Sand and gravel

$$q_{\text{footing}} = \frac{75 \text{ kips}}{5 \text{ ft} \times 5 \text{ ft}} = 3 \text{ ksf} = 3,000 \text{ psf}$$

$$\text{Ratio of } = \frac{\text{depth}}{\text{width}} = \frac{15 \text{ ft}}{5 \text{ ft}} = 3$$

Estimate stress increase by either Boussinesq or Westergaard, $\Delta \sigma_v \approx 5 \text{ percent} \times q$ (from Fig. 6.12 or Fig. 6.14).

therefore $\Delta \sigma_v = 0.05 (3,000 \text{ psf}) = 150 \text{ psf}$ from foundation.

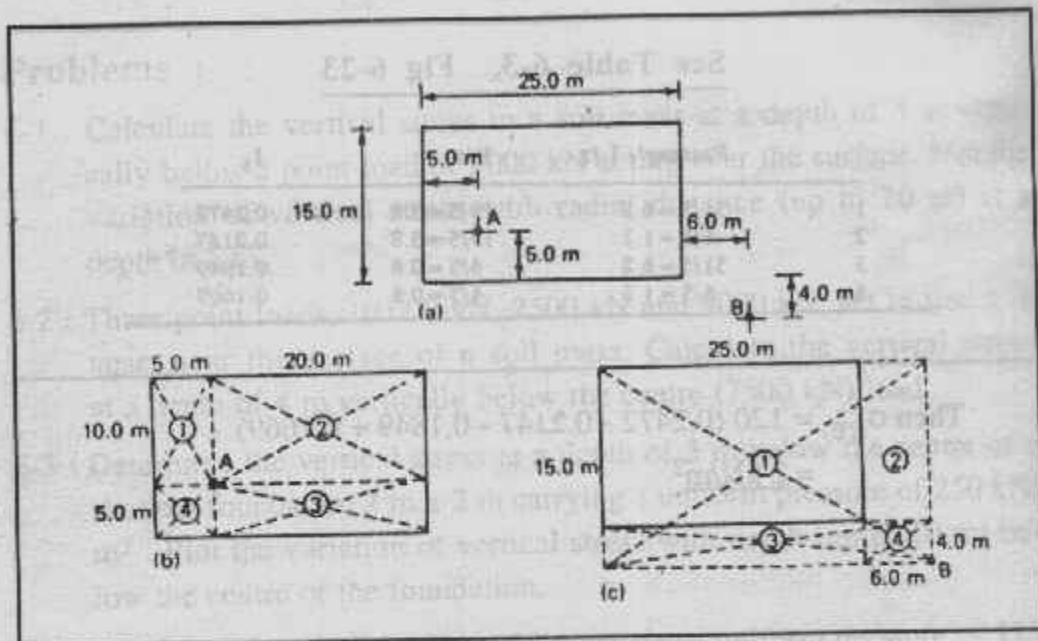
Stress increase from fill = (γ_{fill}) (height of fill)
 $= 125 \text{ pcf} \times 8 \text{ ft} = 1,000 \text{ psf}$

Total stress increase = $150 + 1000 \text{ psf} = 1150 \text{ psf}$.

Example 6-12 : Figure 6.23 shows the plan of a rectangular foundation which transmits a uniform contact pressure of 120 kN/m^2 . Using the influence factors given in Table 6.2, determine the vertical stress induced by this loading : (a) at a depth of 10 m below point A, and (b) at a depth of 5 m below B.

(a) Consider four rectangles (1, 2, 3, 4) each with a corner at A [Fig. 6.23 (b)] : the vertical stress below A is the sum of the stresses induced by each rectangle :

$$\begin{aligned} \sigma_z(A) &= \sigma_z(1) + \sigma_z(2) + \sigma_z(3) + \sigma_z(4) \\ &= q (I_{R(1)} + I_{R(2)} + I_{R(3)} + I_{R(4)}) \end{aligned}$$



شکل (۶-۲۳)

$z = 10.0 \text{ m}$

See Table 6-2 Fig 6-23

	Rectangle L/z	B/z	I_R
1	$5/10 = 0.5$	$10/10 = 1.0$	0.1202
2	$20/10 = 2.0$	$10/10 = 1.0$	0.1999
3	$20/10 = 2.0$	$5/10 = 0.5$	0.1350
4	$5/10 = 0.5$	$5/10 = 0.5$	0.0840

$$\begin{aligned} \text{Then } \sigma_{z(A)} &= 120 (0.1202 + 0.1999 + 0.1350 + 0.0840) \\ &= 120 \times 0.5391 = 64.692 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

(b) Consider four rectangles (1, 2, 3, 4) each with a corner at point B (Fig. 6.23 (c))-note that for rectangle 1, $L = 31 \text{ m}$ and $B = 19 \text{ m}$. The vertical stress below B is given by :

$$\sigma_{z(B)} = q (I_{R(1)} + I_{R(2)} + I_{R(3)} + I_{R(4)})$$

The calculations are tabulated below :

$z = 5.0 \text{ m}$

See Table 6-3, Fig 6-23

	Rectangle L/z	B/z	I_x
1	$31/5 = 6.2$	$19/5 = 3.8$	0.2472
2	$6/5 = 1.2$	$19/5 = 3.8$	0.2147
3	$31/5 = 6.2$	$4/5 = 0.8$	0.1849
4	$6/5 = 1.2$	$4/5 = 0.8$	0.1669

Then $\sigma_{z(B)} = 120 (0.2472 - 0.2147 - 0.1849 + 0.1669)$
 $= 2 \text{ kN/m}^2$

الباب السابع

مقاومة التربة للقص Shear strength of Soil

نتيجة تعرض التربة لأحمال المنشآت المقامة فوقها يحدث للتربة تشكلات أو إزاحات . مثل تحرك جزء من التربة أو انهيار جزء منها مما يؤثر مباشرة على سلامة المنشأ المقام عليها . وقد يكون تشكيل التربة مقبولاً إذا لم يتعدى مقاديراً معينة .

ودراسة اتزان التربة تحت تأثير وزنها أو ما فوقها من أحمال يستلزم تعيين مقاومة التربة للقص وكذلك علاقة الأجهاد بالانتقال للتربة ، شكل (٧-١) .

وتعرف مقاومة القص للتربة بأقصى إجهاد مقاوم لتشكيل القص مؤثر على كتلة أو حبيبات التربة ، أو هي قيمة إجهاد القص المؤثر على طول مستوى الإنهيار وقت حدوث الإنهيار .

وتتكون مقاومة القص من مركبتين :

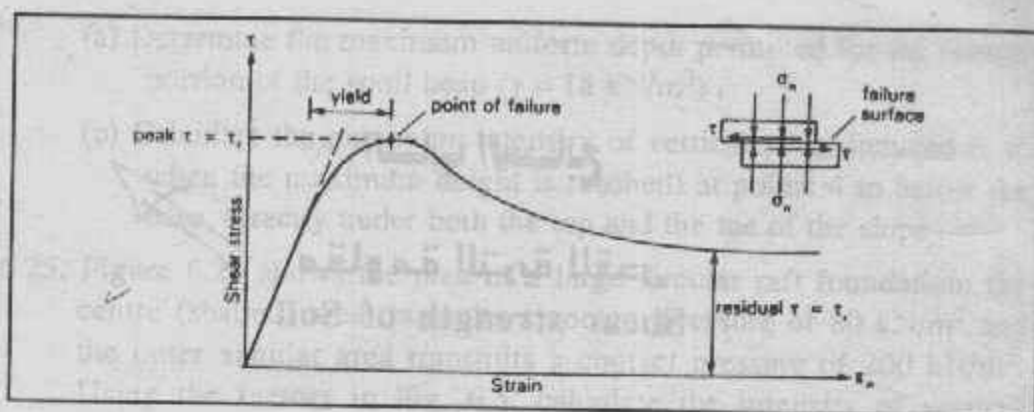
١ - الاحتكاك الداخلى وهو مقاومة الحركة بين حبيبات التربة عن أسطح تلامسها معاً . وهذا الاحتكاك الداخلى internal Friction يكون كبيراً فى الرمل والزلط ولا يوجد فى الطين . القوة بين جسمين عند سطح تلامسهما تحل إلى مركبتين : مركبة عمودية N عمودية على سطح الانزلاق ومركبة مماسية T موازية لسطح الانزلاق والنسبة بين المركبتين $\frac{T}{N}$ تساوى قيمة محددة تسمى معامل الإحتكاك Friction Coefficient (μ) حيث :

$$T_{max} = \mu N$$

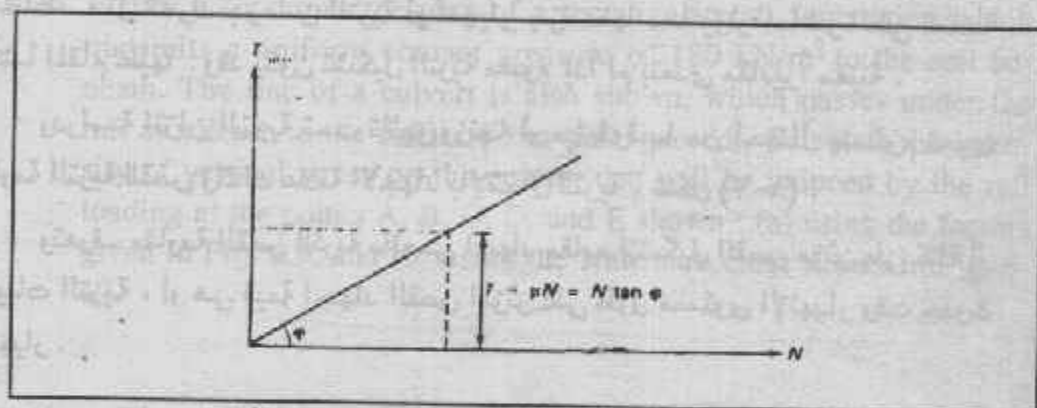
وفى مجال التربة تعرف μ كما يلى :

$$\mu = \tan \phi$$

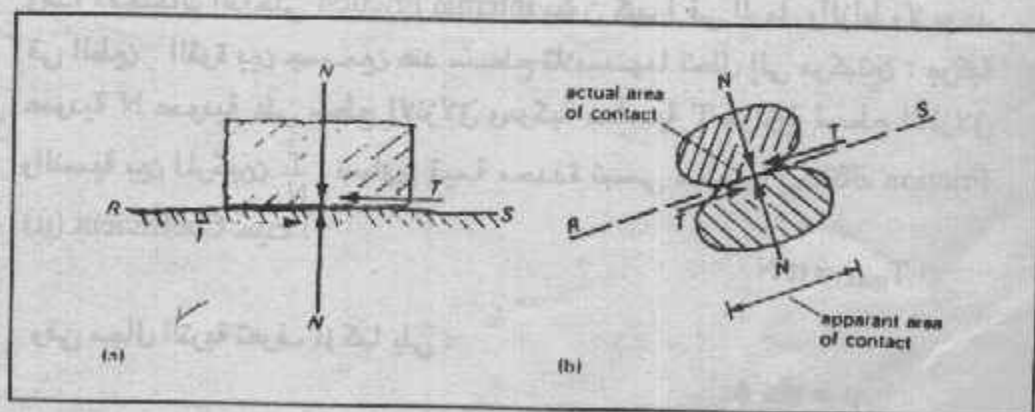
حيث ϕ هى زاوية الاحتكاك الداخلى لحبيبات التربة Internal Friction شكل (٧-٢) ، شكل (٧-٣) .



شكل (١-٧) منحنى الاجتهاد - الانفعال وبين الانهيار بالقص



شكل (٢-٧) الإحتكاك



شكل (٣-٧) زاوية الإحتكاك الداخلي

٢ - التلاصق (التماسك) وهو مقاومة القص الظاهرة في التربة حينما يكون الاجهاد العمودي مساوياً الصفر. والتلاصق هذا Cohesion يكون ظاهراً بصورة رئيسية في الطمي Silt والطين Clay ولا يوجد في الرمل والزلط Sand and gravel . ومقاومة القص لنقطة في التربة في حالة الانهيار عبر عنها كولوم Coulomb بالمعادلة الآتية :

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi$$

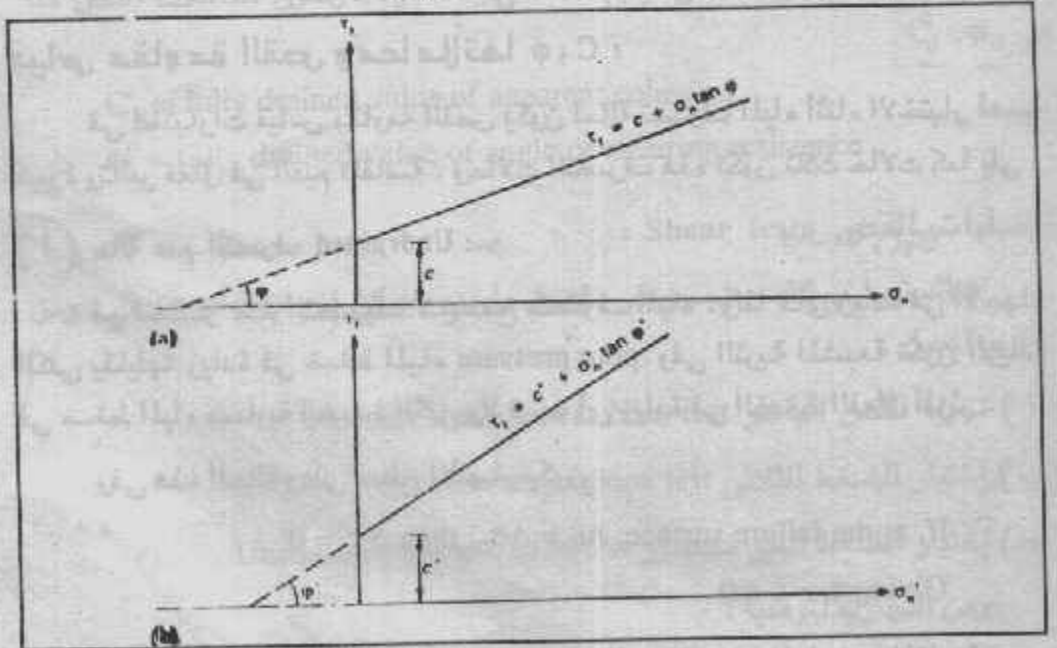
Where : τ_f = shearing stress at failure along the plane of rupture .

c = apparent cohesion

σ_n = normal stress acting on the plane of rupture .

ϕ = angle of internal friction .

ومعادلة كولوم ممثلة بيانياً في شكل (٧-٤) . حيث قيمة التلاصق C هي مقدار التقاطع مع محور τ و ϕ زاوية الاحتكاك الداخلي هي ميل خط العلاقة . ومعادلة كولوم تمثل حالة الاجهادات الكلية Total Stress ولكن مقاومة القص في الواقع ترتبط بالاجهاد المؤثر effective stress حيث تؤخذ ϕ' ، c' . مما دعى إلى تطور وتعديل لمعادلة كولوم السابقة وتعطى المعادلة الآتية هذا التعديل :



Coulomb's equation and failure envelope

(a) Original Coulomb envelope in terms of total stress.

(b) Modified Coulomb envelope in terms of effective stress.

شكل (٧-٤) معادلة كولوم

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi'$$

or since $\sigma'_n = \sigma_n - u$

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

Where c' = apparent cohesion referred to effective stress.

σ'_n = effective normal stress on the plane of rupture .

u = pore pressure on the plane of rupture at failure .

ϕ' = angle of internal friction referred to effective stress.

كما أن مقاومة القص يمكن التعبير عنها بدلالة الاجهادات الرئيسية القصوى والدنيا σ'_1, σ'_3 المؤثرة في مرحلة الانهيار .

$$\tau_f = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin 2\theta$$

$$\sigma'_f = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cos 2\theta$$

حيث θ هي زاوية ميل المحاور الرئيسية .

قياس مقاومة القص ومعاملاتها C, ϕ :

في اختبارات قياس مقاومة القص يكون لحالة تصريف المياه أثناء الاختبار أهمية كبيرة وتأثير فعال في القيم المقاسة . وحالات التصريف هذه تكون ثلاث حالات كما يلي :

$$\sigma'_c = \sigma'_1 - u$$

(A) حالة عدم التصريف Undrained :

في اختبار عدم التصريف لا يسمح بتصريف المياه . ولذا فأي زيادة في الاجهاد الكلي يقابلها زيادة في ضغط المياه pore pressure . وفي التربة المشبعة تكون الزيادة في ضغط المياه مساوية للضغط الكلي ولا توجد أي زيادة في الضغط الفعال المؤثر . وفي هذه الحالة وعلى سطح الانهيار يكون :

$$\text{If, at the failure surface, } \Delta u = \Delta \sigma_n; \text{ then } \Delta \sigma'_f = 0$$

$$\text{Giving } \tau_f = c + 0 .$$

وحيثما يكون ضغط المياه غير مأخوذ في الاعتبار فإن المعاملات المقاسة ترجع

فقط إلى الاجهاد الكلي C_u, ϕ_u .

C_u = undrained apparent cohesion

ϕ_u = undrained angle of shearing resistance

(in a fully saturated soil $\phi_u = 0$)

(ب) حالة التصلب - عدم التصرف Consolidated - undrained :

يسمح للعينة أولاً بالتصلب تحت الاجهاد ويتصرف كامل ثم تعرض للعينة للقص مع إغلاق التصرف ومنعه .

والغرض من اختبار التصلب - عدم التصرف هو قياس معاملات القص المؤثرة (الفعالة) $C'_{cu}, \phi'_{cu}, C', \phi'$ effective .

(ج) حالة التصرف Drained : $u = 0$

في اختبار التصلب - عدم التصرف يسمح للعينة أولاً بالتصلب مع التصرف الكامل وحينما تكتمل مرحلة التصلب تعرض العينة بعد ذلك للقص مع ضغط مياه ثابت ويتم التحكم في الحمل بحيث يتوافق التصرف مع الزيادة في ضغط الماء الحر .

وعندما لا يوجد زيادة في ضغط الماء الحر تتساوى الزيادة في الضغط الفعال المؤثر مع الزيادة في الإجهاد الكلى $\Delta\sigma'_n = \Delta\sigma_n$ وتكون معاملات القص هنا هي C'_d, ϕ'_d .

C'_d = fully drained value of apparent cohesion .

ϕ'_d = fully drained value of angle of shearing resistance .

إختبارات القص Shear tests :

هناك تجارب للقص تجرى في المعمل وأخرى يمكن إجراؤها في الموقع . ومن تجارب المعمل .

(أ) تجربة القص المباشر Direct shean (shear box) test .

(ب) إختبار الضغط الثلاثي Triaxial compression test .

(ج) إختبار الضغط الغير محصور Unconfined compression test .

ومن التجارب الموقعية :

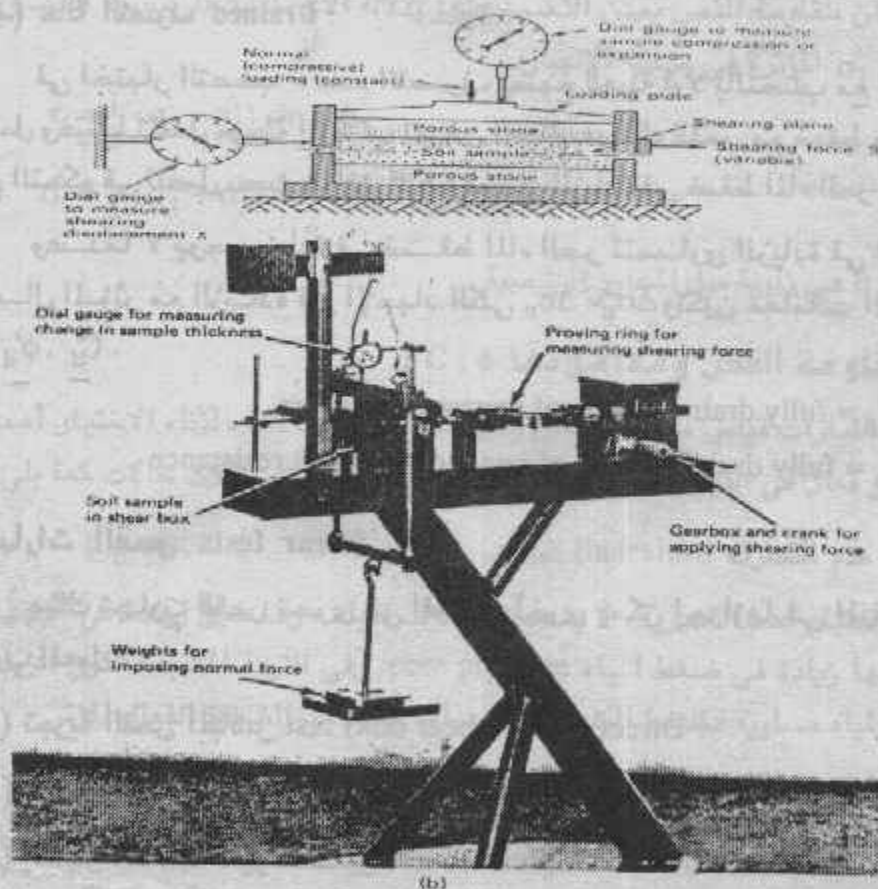
(أ) إختبار المروحة Vane shear test .

(ب) إختبار الاختراق Penetration test .

أولاً : الاختبارات المعملية :

(١) إختبار صندوق القص (القص المباشر) (Shear box test (Direct shear test) :

إختبار صندوق القص يسمى أحياناً إختبار القص المباشر لأن الاجهادات العمومية واجهادات القص على مستوى الانهيار تقاس مباشرة وجهاز القص المباشر يتكون من صندوق مستطيل ٦٠ × ٦٠ مم مكون من جزئين مما يولد فى عينة التربة داخله قص أحادى شكل (٥-٧) .



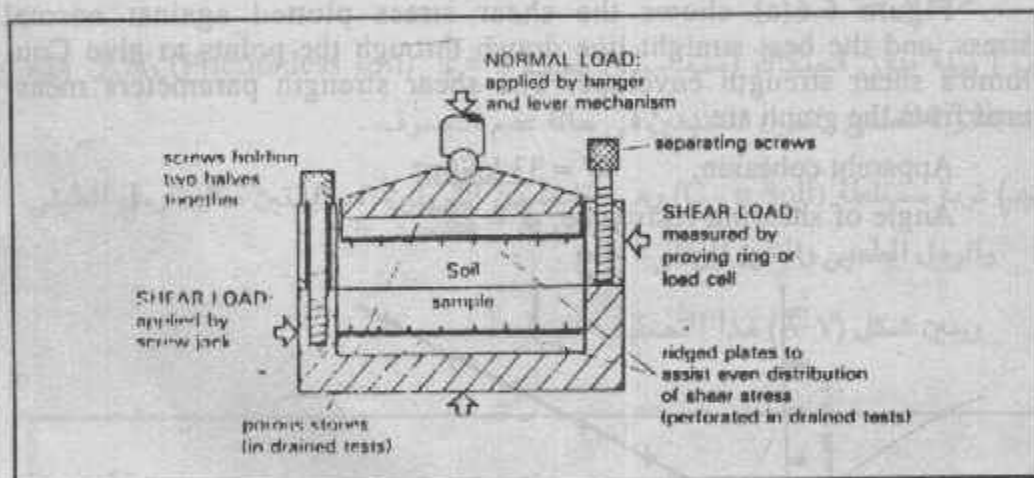
(a) Schematic diagram of direct shear apparatus; (b) laboratory direct shear equipment (manually operated). (Courtesy of Soiltest, Inc.)

شكل (٥-٧) جهاز القص المباشر

ويعد وضع عينة التربة المراد اختبارها في الجهاز تعرض لضغط عمودي مع السماح للنصف العلوي بالتحرك عرضياً بتأثير قوى عرضية (قوى قص). والقوى العمودية تكون ثابتة القيمة طول التجربة وقوى القص تبدأ من الصفر وتزداد إلى أن تنهار العينة بالقص. ويتم أثناء الاختبار تسجيل قراءات قوى القص والإزاحة الأفقية، والإزاحة الرأسية لكل قوة عمودية ثابتة. وتكرر خطوات الاختبار أربع أو خمس مرات لقوى عمودية مختلفة ثم تمثل العلاقة بين الاجهاد الرأس σ واجهد القص عند الانهيار لكل مراحل الاختبار ومنها تعين C, ϕ .

ويبين شكل (٦-٧) صندوق القص وكيفية ربط جزئيه أثناء وضع العينة ثم فكهما في بداية الاختبار لإحداث القص.

ويبين المثال (١-٧) كيفية التعامل مع القياسات لإيجاد C, ϕ .



شكل (٦-٧) صندوق القص

Example 7-1 : A shear box test was carried out on a sandy clay yielding the following results :

Normal load (N)	108	202	295	390	484	576
Shear load at failure (N)	172	227	266	323	374	425

Area of shear plane = 60 x 60 mm

Determine the apparent cohesion and angle of shearing resistance for the soil.

The stresses on the shear plane are obtained by dividing the corresponding load by the area.

$$\text{Area of shear plane} = 60 \times 10 \times 10^{-6} = 3.6 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

So for the first specimen :

$$\text{Normal stress, } \sigma'_n = \frac{108 \times 10^{-3}}{3.6 \times 10^{-3}} = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Shearing stress at failure, } \tau_f = \frac{172 \times 10^{-3}}{3.6 \times 10^{-3}} = 47.8 \text{ kN/m}^2$$

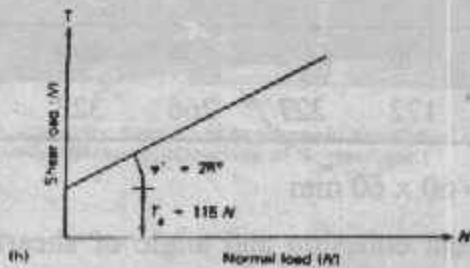
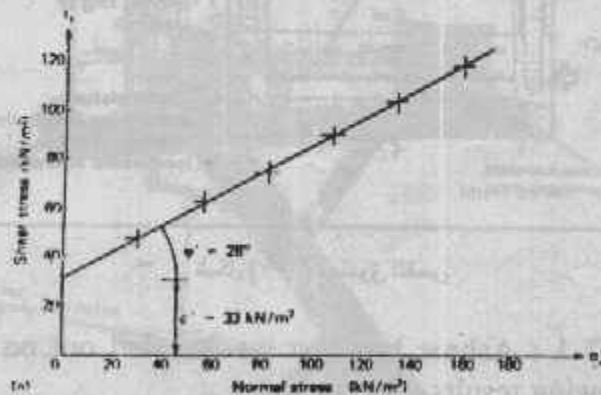
Similarly the other values will be :

Normal stress, σ'_n (kN/m ²)	30.0	56.1	81.9	108.3	134.4	160.0
Shearing stress at failure, τ_f (kN/m ²)	47.8	63.1	73.9	89.7	103.9	118.1

Figure 6.6(a) shows the shear stress plotted against normal stress, and the best straight line drawn through the points to give Coulomb's shear strength envelope. The shear strength parameters measured from the graph are :

$$\text{Apparent cohesion, } c' = 33 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Angle of shearing resistance, } \phi' = 28^\circ$$



شکل (۷-۷)

ويمكن الحصول على نفس النتائج من تمثيل العلاقة بين قوى القص والقوى العمودية .

$$c' = \frac{T_o}{\text{area}} = \frac{115 \times 10^{-3}}{3.6 \times 10^{-3}} = 32 \text{ kN/m}^2$$

أنواع التربة طبقا لمقاومة القص :

Soil types according to shear strength

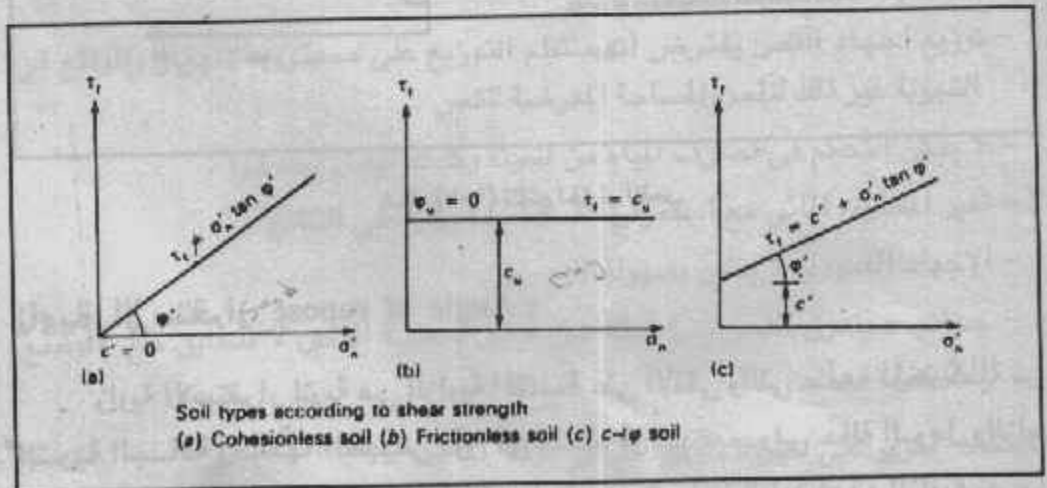
مقاومة القص تحتوى على معاملين هما c, ϕ . ويمكن تقسيم التربة طبقا لقيم هذين المعاملين كما يلى :

(أ) تربة غير متماسكة حيث $C = 0$ (Cohesionless soils) . وهذه التربة مثالها الرمل والزلط .

(ب) تربة بدون احتكاك (متماسكة) حيث $\phi = 0$ (Frictionless soil) ومثال هذه التربة الطمي والطين المشبعين فى حالة عدم التصريف .

(ج) تربة مختلطة (C - ϕ Soil) وهى خليط من التريبتين السابقتين مثل الرمل الطيني والرمل الطمي والطين الرملى .. إلخ .

ويبين شكل (A-V) هذا التصنيف للتربة .

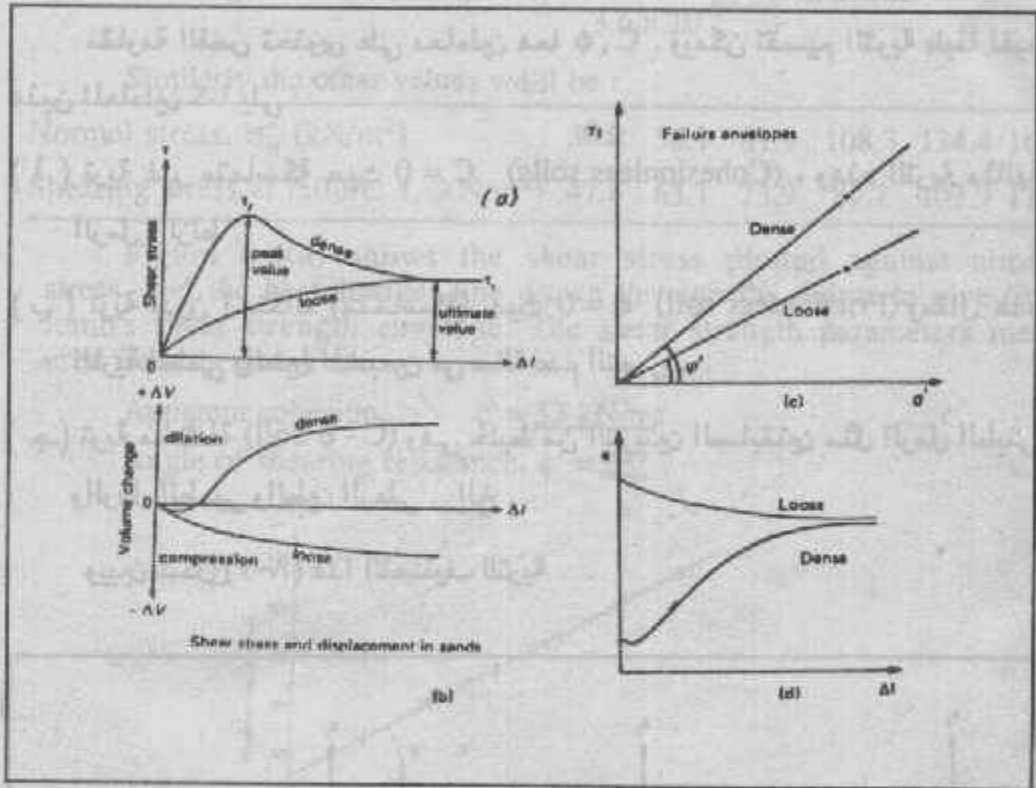


شكل (A-V) نوع التربة حسب مقاومة القص

مقاومة القص والتشوه في الرمل :

Shear strength and deformation in Sands :

في إختبار القص المباشر يسجل التشوه الذي يحدث في العينة في الإتجاهين الرأسى والأفقى والذي يعبر عن التغير الحجمى للعينة . ويعطى شكل (٧-٩) علاقات التشوه المختلف للرمل بحالتيه .



شكل (٧-٩) نتائج إختبار القص

زاوية الإستقرار Angle of repose :

زاوية الإستقرار لتربة هي الزاوية المقاسة على الأفقى والتي عندها تأخذ كمية من التربة الجافة وضعها الطبيعى دون أى سند أو تدعيم . وفي حالة الرمل والزلط حيث $C = 0$ فإن زاوية يمكن أن تؤخذ مساوية ϕ_{loose} . أما للطين فهذه الزاوية تقريبا مساوية للصفر .

Clay : Angle of repose = 0



شكل (٧-١٠) زاوية الاستقرار

عيوب ومزايا اختبار صندوق القص :

Advantage and disadvantages of the shear box test :

تتميز هذه التجربة بالمزايا الآتية :

- ١- اجهادات القص والضغط العمودي على مستوى الانهيار تقاس مباشرة ومعاملات القص C , ϕ تعين مباشرة من العلاقة بين هذه الاجهادات .
- ٢- يمكن الحفاظ على الاجهاد العمودي ثابتاً طوال التجربة .
- ٣- من الأسهل اختبار التربة الغير متماسكة مثل الرمل والزلط وحالة عدم التصرف تنفذ في وقت قصير .
- ٤- من السهل قياس التغير الحجمي طوال التجربة .

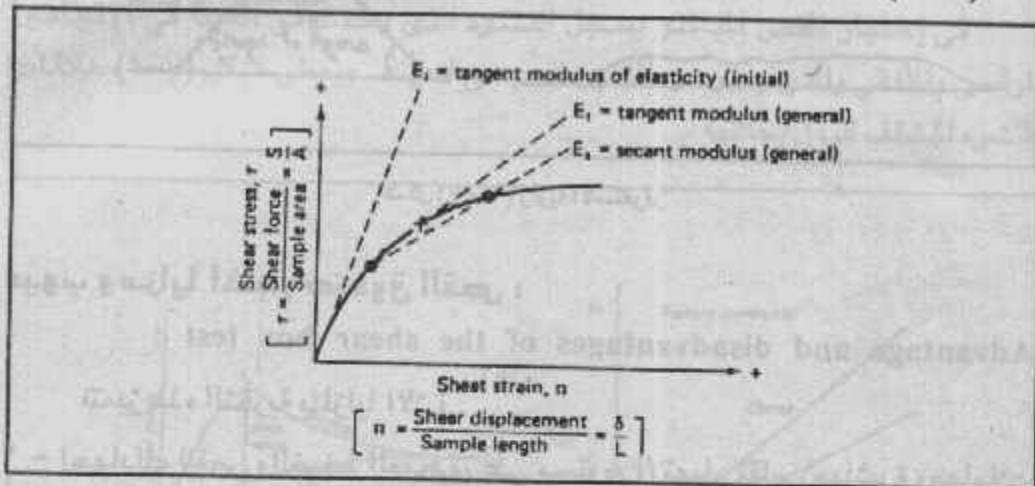
وعيوب هذه التجربة ما يلي :

- ١- توزيع اجهاد القص يفترض أنه منتظم التوزيع على مستوى الانهيار والواقع في التجربة غير ذلك لنقص المساحة المعرضة للقص .
- ٢- لا يمكن التحكم في تصرف المياه من العينة وكذلك قياس تصرفها .
- ٣- تغير المحتوى المائي مع استمرار الضغط مما يؤثر على النتائج .
- ٤- الإجهاد العمودي لا يتغير بسهولة .
- ٥- جوانب صندوق القص وما تمثله من عائق لعملية القص لا تتطابق مع الوضع الطبيعي للتربة .

ملاحظات أخرى على تجربة القص المباشر :

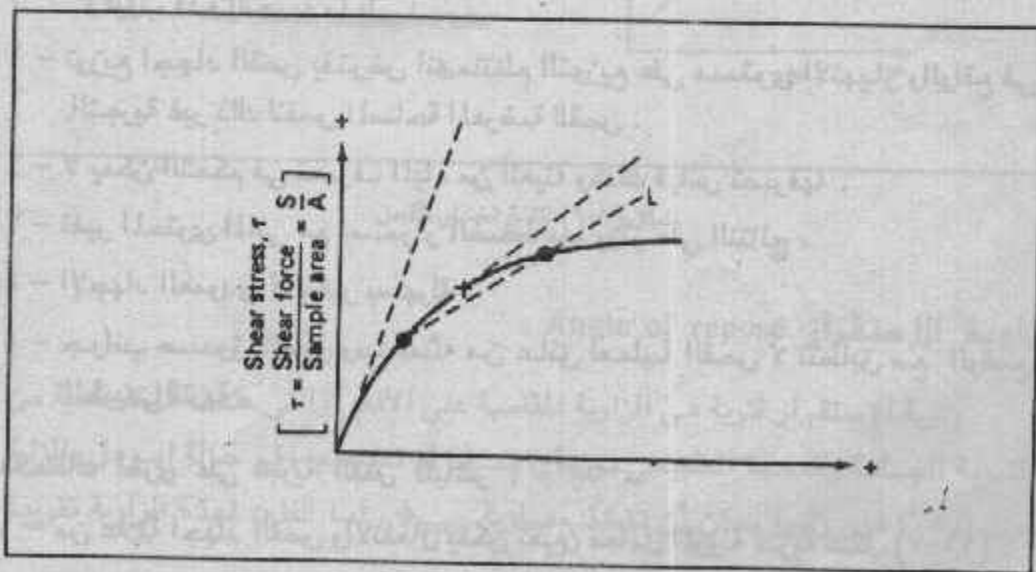
- ١- من علاقة اجهاد القص والانفعال يمكن تعيين معامل مرونة للتربة شكل (٧-١١) .
- ٢- الإجهاد العمودي يعين من قسمة قوى الإجهاد على مساحة مقطع العينة ، وكذلك

إجهاد القص يعين من قسمة قوى القص على مساحة مقطع العينة شكل
 (١٢-٧)

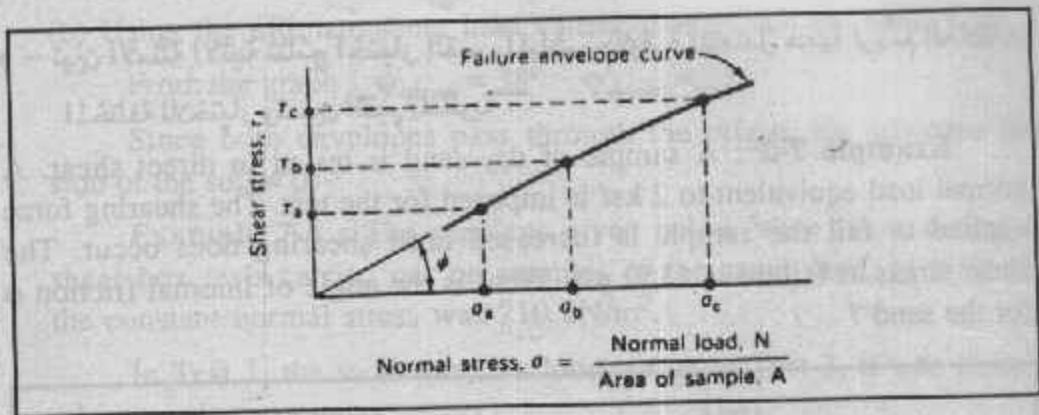


شكل (١١-٧) تعيين معامل المرونة للتربة

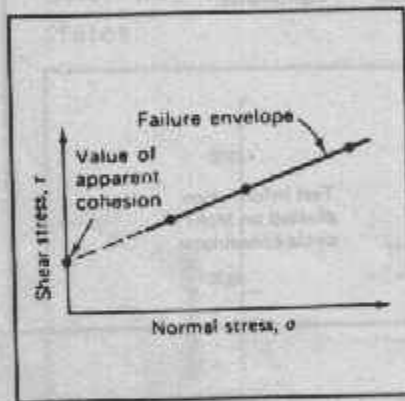
٣ - العلاقة بين اجهادات القص والضغط العمودي للتربة الغير متماسكة تمر بنقطة
 الاصل، أما للتربة المختلطة (C - ϕ Soil) فإنها تقطع محور اجهاد القص شكل
 (١٣-٧) ، (١٤-٧) ، (١٥-٧)



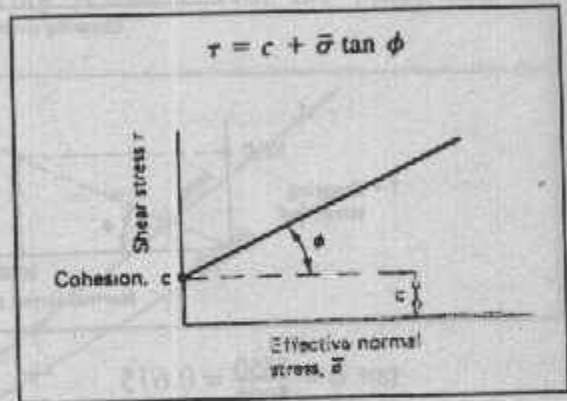
شكل (١٢-٧) تمثيل اجهاد القص - انفعال القص



شكل (١٢-٧) نتائج اختبار القص لترية خشنة



شكل (١٤-٧) نتائج اختبار القص



شكل (١٥-٧) تمثيل σ - τ لترية مختلطة

٤ - يبين جدول (١-٧) بعض القيم الاسترشادية لزاوية الاحتكاك الداخلي لبعض أنواع التربة.

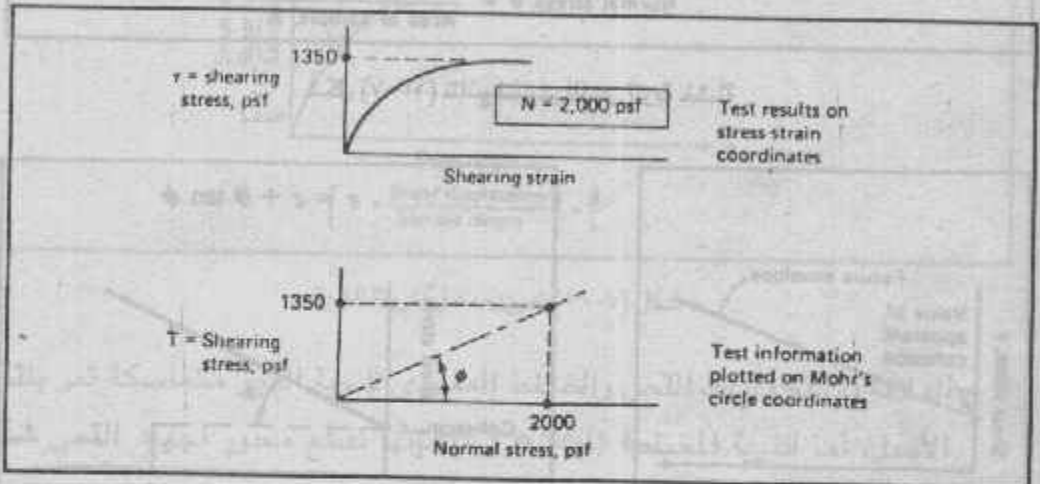
جدول (١-٧) قيم φ لترية خشنة

REPRESENTATIVE VALUES OF φ FOR CONESIONLESS SOILS

Soil Type	Angle φ, Degrees	
	Ultimate	Peak
Sand and gravel mixture	33-36	40-50
Well-graded sand	32-35	40-50
Fine to medium sand	29-32	32-35
Silty sand	27-32	30-33
Silt (nonplastic)	26-30	30-35

• تبين الأمثلة الآتية نتائج اختبار القص المباشر وكيفية التعامل معها لرسم العلاقات المختلفة للاختبار وتعيين القيم المطلوبة .

Example 7-2 : A sample of dry sand is tested in direct shear. A normal load equivalent to 2 ksf is imposed for the test. The shearing force applied to fail the sample is increased until shearing does occur. The shear stress at failure is 1350 psf. What is the angle of internal friction ϕ for the sand ?



$$\tan \phi = \frac{1350}{2000} = 0.675$$

$$\phi = 34 \text{ deg } \pm$$

Example 7.3 : During a shear box test on a compacted sand the following results were recorded .

Normal load (N)	110	216	324	432
Ultimate shear load (N)	66	131	195	261
Peak shear load (N)	85	170	253	340

Determine the angle of shearing resistance for the soil : (a) in a loose state, and (b) is a dense compacted state.

Figure 6.9 shows the plot of these figures. Two envelopes are drawn :

(a) Using the peak shear load values to represent the compacted or dense state .

(b) Using the ultimate shear load values to represent the loose state.

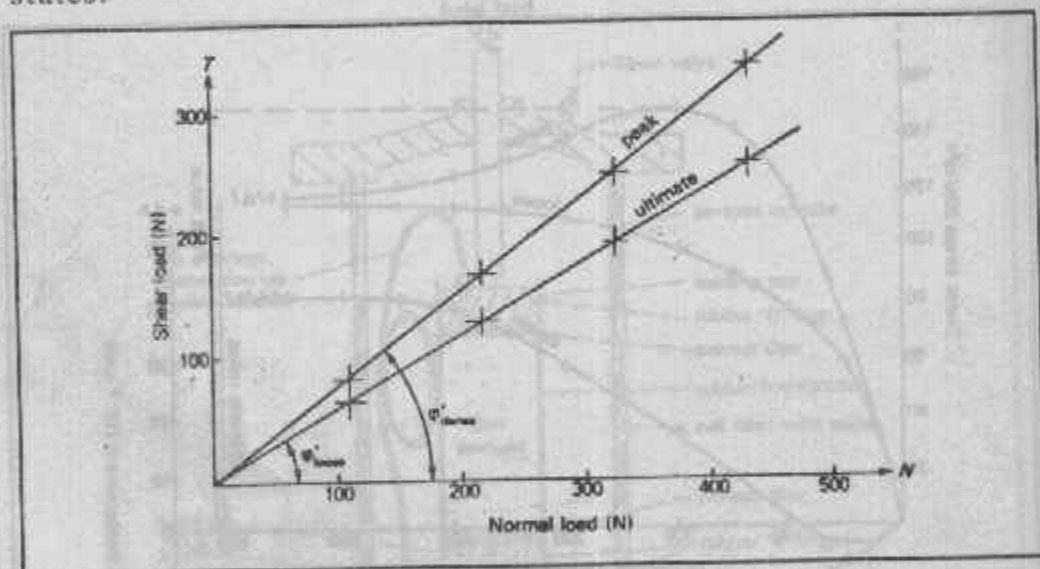
From the graph : $\phi'_{(dense)} = 38^\circ$ $\phi'_{(loose)} = 31^\circ$

Since both envelopes pass through the origin, the apparent cohesion of the soil = 0.

Example 7-4 : The readings given below were taken during two shear box tests carried out on samples of the same sand. In both cases the constant normal stress was 210 kN/m^2 .

In Test 1, the sand was in a loose state; in Test 2, it was compacted into a dense state.

Draw the shear stress/displacement graphs for the two tests and determine the angle of shearing resistance for the loose and dense states.



شکل (۷-۱۶)

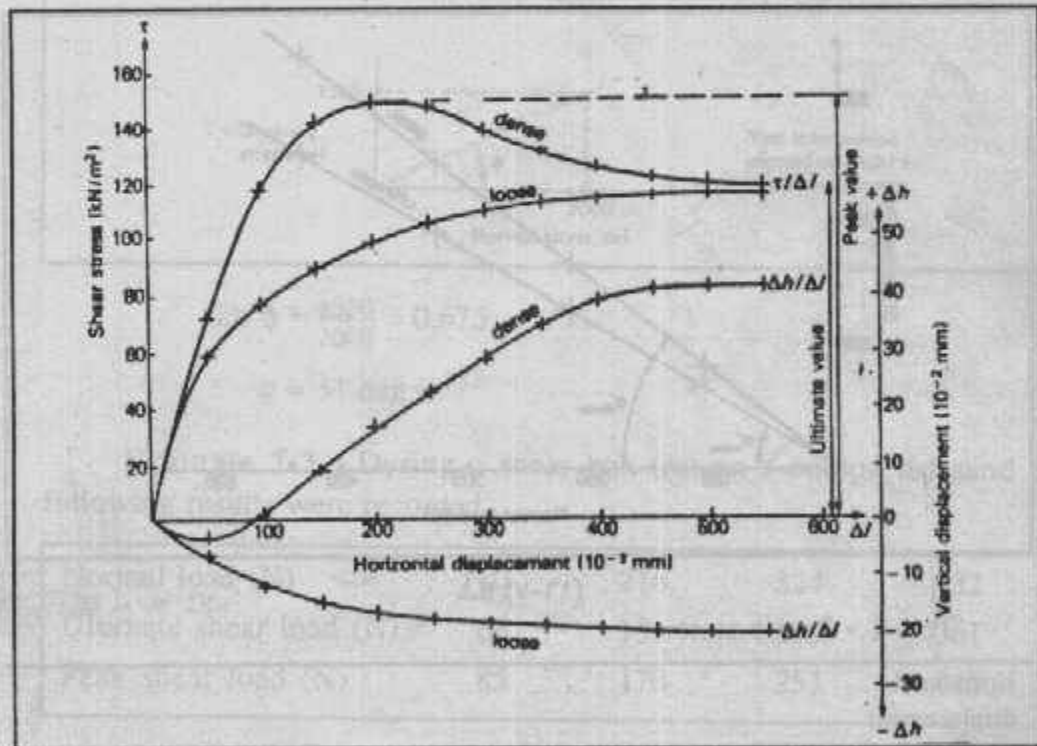
Test 1 - Loose state :

Horizontal displacement (10^{-2} mm)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550
Vertical displacement (10^{-2} mm) (+ve = up)	0	-6	-12	-15	-17	-18	-19.0	-19.5	-20.0	-20.5	-20.5	-20.5
Shear stress (kN/m^2)	0	59	78	91	99	106	111	113	114	116	116	116

Test 2 - Dense state :

Horizontal displacement (10 ⁻² mm)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550
Vertical displacement (10 ⁻² mm)												
(+ve = up)	0	-3	1	9	17	23	29	35	39	41	41	14
Shear stress (kN/m ²)	0	73	118	143	150	149	139	133	126	122	120	119

النتائج موقعة على شكل (٧-١٧) ، ويلاحظ في كلا الاختبارين أن الرمل يصل إلى حالته الحرجة Critical state على إزاحة حوالي ٥ مم بعدها يظل الحجم ثابتاً .



شكل (٧-١٧)

$$\text{Loose state : } \tau_r = \sigma'_n \tan \phi'_{(\text{loose})}$$

$$\text{Then } 116 = 210 \tan \phi'_{(\text{loose})}$$

$$\text{Giving } \phi'_{(\text{loose})} = \arctan \frac{116}{210} 29^\circ$$

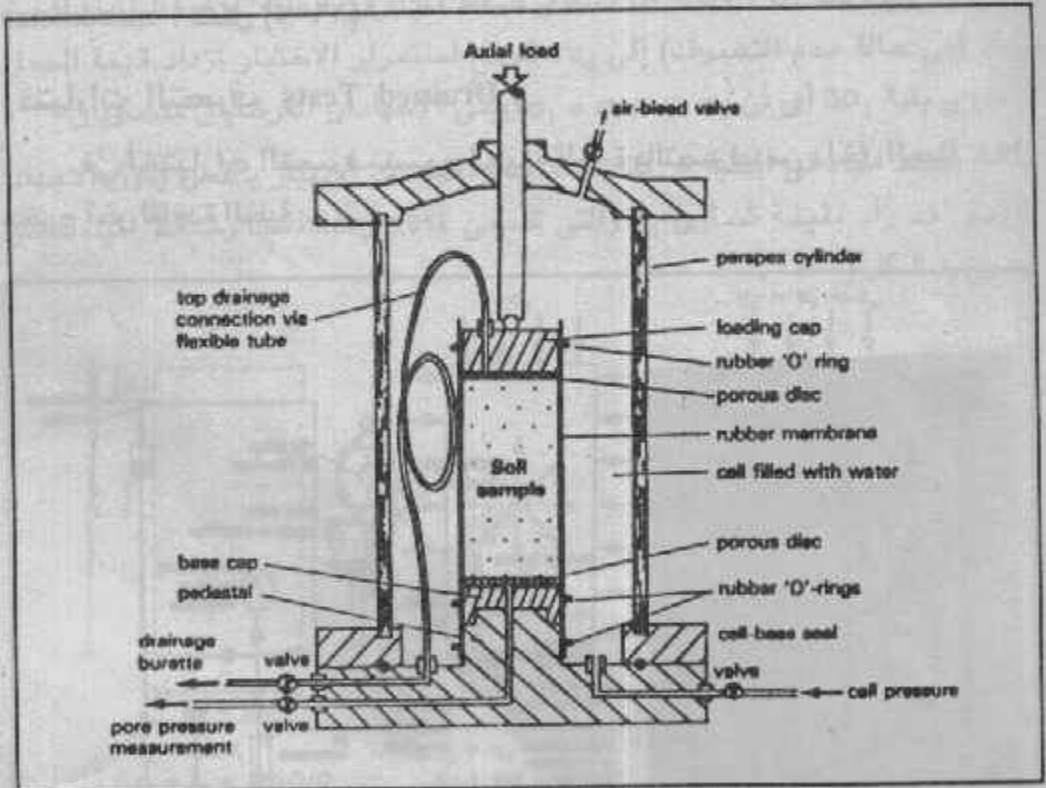
$$\text{Dense state : } \tau_r = \sigma'_n \tan \phi'_{(\text{dense})}$$

$$\text{Then } 125 = 210 \tan \phi'_{(\text{dense})}$$

$$\text{Giving } \phi'_{(\text{loose})} = \arctan \frac{152}{210} 36^\circ$$

(ب) اختبار الضغط الثلاثي The Triaxial compression test

اختبار الضغط الثلاثي هو أكثر اختبارات القص استخداماً لأنه مناسب لكل أنواع التربة ولكل الحالات المختلفة للتجارب. وينفذ هذا الاختبار على عينات اسطوانية من التربة بارتفاع ضعف القطر. على أن الأبعاد المعتادة هي 76×38 و 100×50 . والجهاز مبين في شكل (٧-١٨).



شكل (٧-١٨) خلية الضغط الثلاثي

إختبارات عدم التصرف Undrained Tests :

توضع العينة في غشاء مطاط بين الفكين العلوي والسفلي مع الربط بحلقات مطاطية أسفل وأعلى العينة ، كما هو مبين بالشكل (٧-١٨) . ثم يعد وضع العينة داخل

خلية الجهاز وتثبت الخلية في مكانها تعرض العينة من جميع اتجاهاتها إلى الضغط وذلك بملأ الخلية بالمياه المضغوطة بضغط ثابت مع زيادة الحمل المحورى من أعلى إلى أن تتعرض العينة إلى أقصى اجهادات (مرحلة انهيار بالقص) وأثناء الاختبار تؤخذ قراءات :

١ - التغير في ارتفاع العينة باستخدام مقياس انفعال dial gauge .

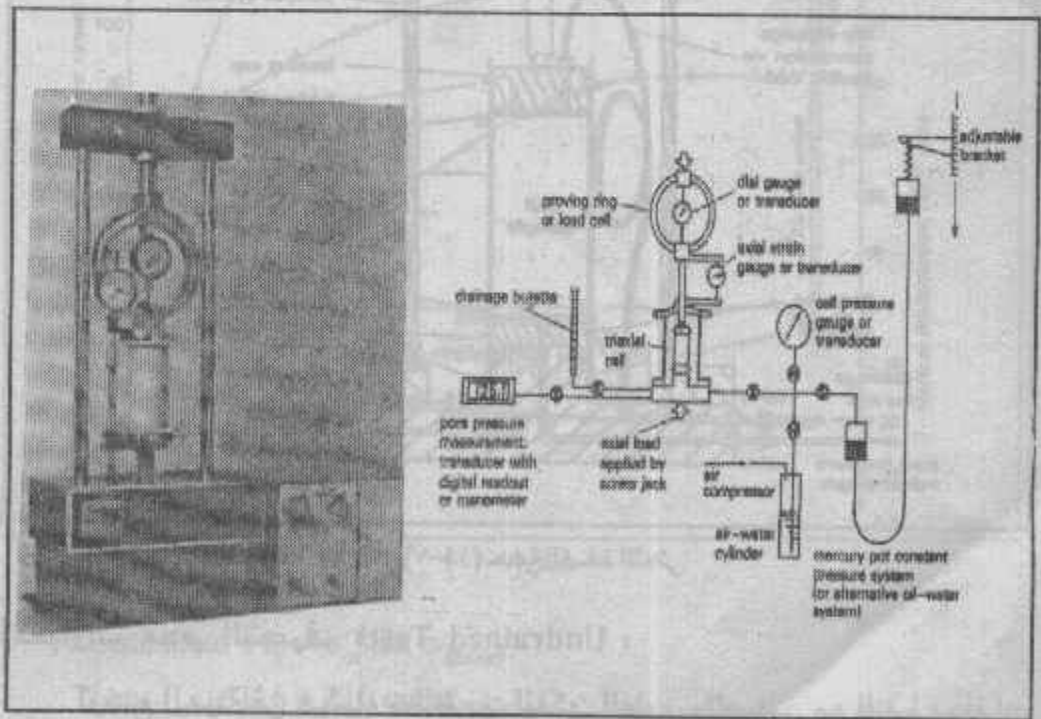
٢ - الحمل المحورى باستخدام مقياس حمل Proving Ring .

قياس ضغط المياه الحرة Pore pressure measurement :

قياس ضغط المياه الحرة يكون مطلوباً في بعض الحالات ولذلك ففى النهاية والحجر النفاذ عند نهايتى العينة ، قاعدة الخلية تلغى لتسهيل انتقال الضغط إلى المانومتر manometer . شكل (٧-١٩) .

إختبارات التصريف Drained Tests :

فى اختبارات التصريف يسمح للمياه الحرة بالتصريف من داخل العينة خلال مخرج آخر لقاعدة الخلية .



شكل (٧-١٩) جهاز الضغط الثلاثى

التغير الحجمي Volume change :

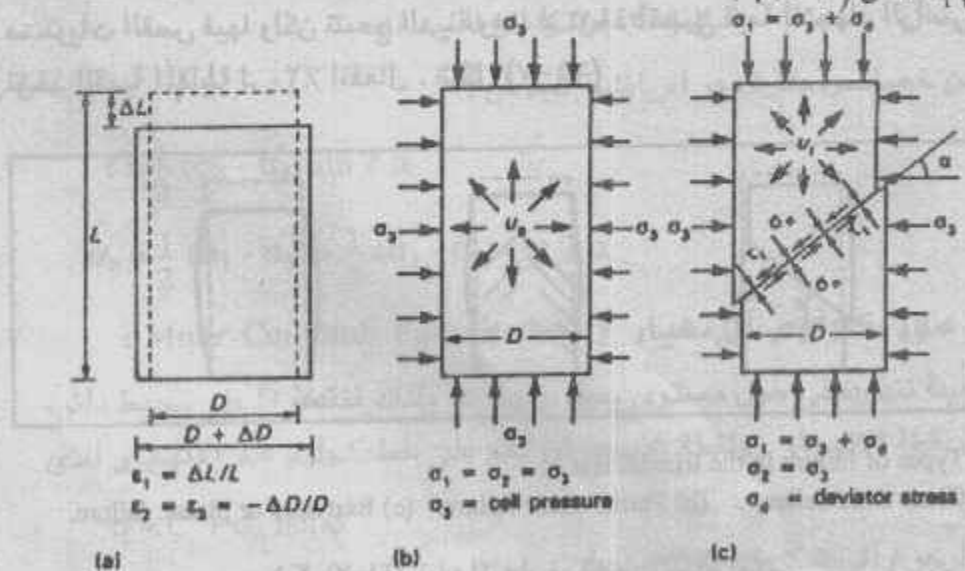
حينما يسمح للعينة بالتصرف أثناء اختبار الضغط الثلاثي يحدث تغير حجمي في العينة وفي حالة العينات المشبعة وقت إجراء التجربة يجب قياس التغير الحجمي . أما لو كانت العينة غير مشبعة فإن التغير الحجمي يحسب من التغير في الطول والقطر .

نتائج اختبار الضغط الثلاثي :

الإجهادات الرئيسية والمستويات الرئيسية Principal planes and principal stresses :

تعرض العينات في اختبار الضغط الثلاثي إلى إجهادات ضغط على محاورها الثلاثة . وتؤثر أولاً هذه الإجهادات باستخدام ضغط مياه الخلية في جميع الاتجاهات وليكن σ_3 حيث هنا $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ تساوى ضغط المياه في الخلية . وضغط المياه الحرة يزداد (في حالة عدم التصرف) إلى u_0 . ثم مع استمرار الاختبار تزداد قيمة الحمل المحوري بقية $\Delta\sigma_1$ أي أن $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$ ويبقى الإجهادان العرضيان متساويان :

ضغط المياه في الخلية $\sigma_2 = \sigma_3$ وعندما يحدث الانهيار بالقص يكون الإجهاد الرأسى قد زاد بقيمة تساوى σ_d والتي تسمى deviator stress وضغط المياه الحر يصبح u_1 شكل (٧-٢٠) .



Strains and stresses in the triaxial test .

(a) Principal strains . (b) Cell pressure only . (c) Principal stresses at shear failure .

شكل (٧-٢٠) الإجهادات والانفعالات في تجربة الضغط الثلاثي

ومعروف أن المستويات الرئيسية principal planes هي المستويات التي يكون عندها اجهاد القص مساوياً الصفر والاجهادات الرئيسية principal stress هي الاجهادات العمودية على هذه المستويات الرئيسية وفي اختبار الضغط الثلاثي تكون مستويات القاع والقمة والجوانب للعينة مستويات رئيسية والاجهادات العمودية والعرضية هي اجهادات رئيسية :

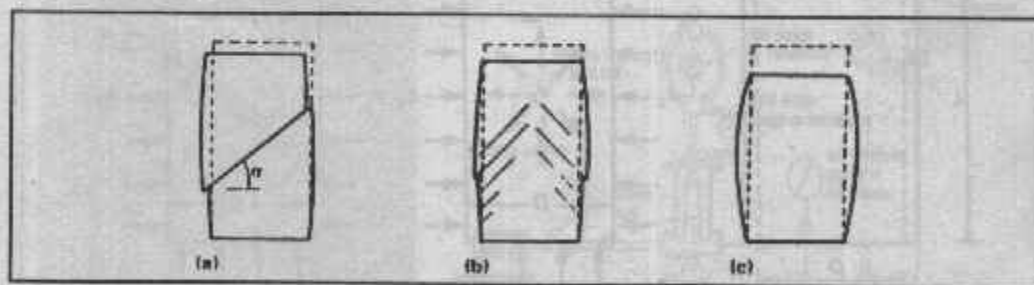
الاجهاد الرأسى σ_1 (أقصى اجهاد رئيسى)
Vertical axial stress, $\sigma_1 = \text{major total principal stress}$

الاجهاد العرضى σ_3 (أدنى اجهاد رئيسى)
Lateral stress, $\sigma_3 = \text{minor total principal stress}$

ويلاحظ عند الانهيار أن : $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$

* أشكال الانهيار Types of Failure :

العينات أثناء الاختبار يقصر طولها ويزيد قطرها مما ينتج إنشقاق في العينة . وفي بعض الحالات تنهار العينة على مستوى مثالي للقص . وأحيانا يظهر في العينة مستويات قص متعددة . وفي بعض أنواع التربة المشبعة منخفضة المقاومة للقص لاتظهر مستويات القص فيها ولكن تتبع العينة وهنا لا تؤخذ أقصى قيمة للاجهاد الرأسى ولكن تؤخذ القيمة المقابلة لـ ٢٠٪ انفعال . شكل (٧-٢١) .



Types of failure in the triaxial test .

(a) Clean shear failure . (b) Partial shear failure. (c) Barrelled or plastic failure.

شكل (٧-٢١) أنواع الانهيار في اختبار الضغط الثلاثي

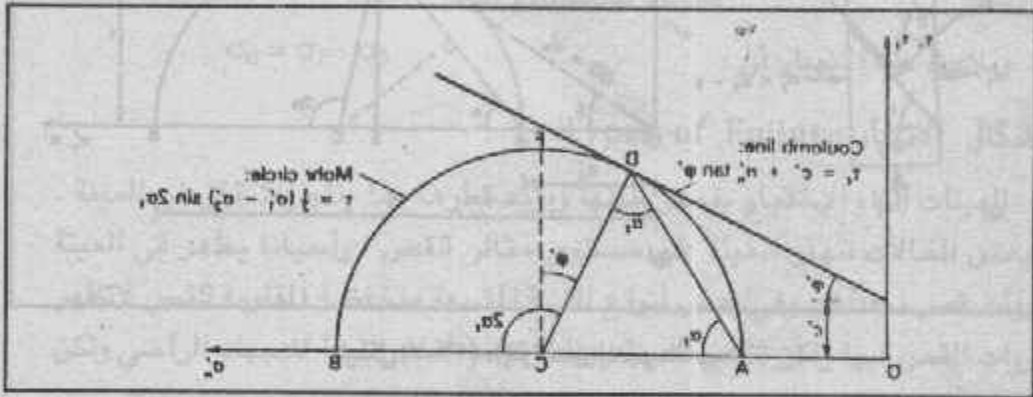
دائرة مور للاجهاد Mohr's circle of stress :

في اختبار صندوق القص وقعت النتائج مباشرة على منحنى كولوم . أما في

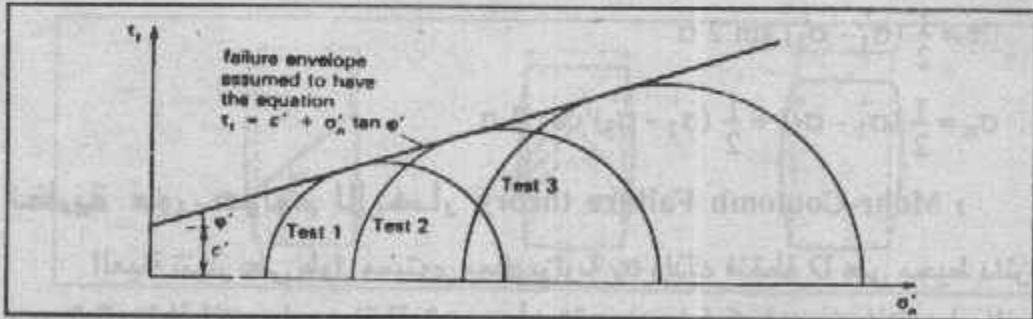
خط الانهيارات في اختبار الضغط الثلاثي :

Failure envelopes for triaxial test results :

لتعيين ϕ' , c' في اختبار الضغط الثلاثي يرسم خط كولوم ولتحقيق ذلك تختبر عدة عينات من نفس نوع التربة وتعين لكل منها σ_1 , σ_3 ويرسم لكل منها دائرة مور على نفس المحاور . ويرسم الخط المماسي لكل دوائر مور تعين خط الانهيارات Failure envelope . وهو يمثل لحد ما خط كولوم الذي يستخدم لتعيين ϕ' , c' كما في الشكل (٧-٢٣) وأقل عدد للعينات المختبرة يكون ثلاثة ليعط ثلاث دوائر لمور تكون كافية لإعطاء نتائج مقبولة . شكل (٧-٢٤) .



شكل (٧-٢٣) نظرية انهيار مور - كولوم



شكل (٧-٢٤) تعيين خط كولوم - مور

Example 7-5 : A drained triaxial compression test was carried out on three samples of the same soil. The results were as follows :

Test no.	1	2	3
Cell pressure (kN/m ²)	100	200	300
Deviator stress at failure (kN/m ²)	210	438	644

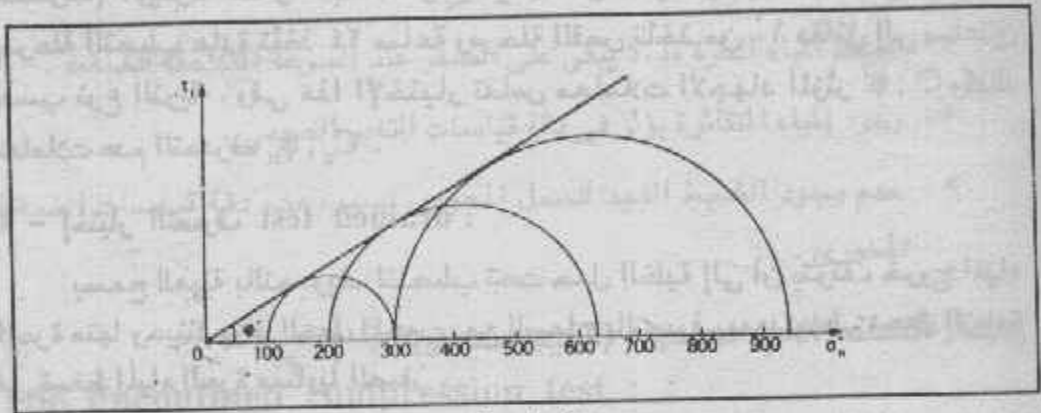
Determine the shear strength parameters of the soil, assuming the pore pressure at failure to be zero.

The principal stresses are obtained as follows :

Minor principal stress, $\sigma_3 = \text{cell pressure}$.

Major principal stress, $\sigma_1 = \text{cell pressure} + \text{deviator stress}$.

Since $u_f = 0$, $\sigma'_1 = \sigma_1$ and $\sigma'_3 = \sigma_3$



شكل (٧-٢٥)

	Test no.		
	1	2	3
σ'_3 (kN/m ²)	100	200	300
σ'_1 (kN/m ²)	210	438	644

The Mohr circles are shown plotted in Fig. 7-25, when the best common tangent is drawn the Coulomb line is obtained.

From the graph : $c' = 0$

$\phi' = 31^\circ$

أنواع إختبار الضغط الثلاثي : Types of triaxial test

الأنواع الرئيسية لاختبار الضغط الثلاثي تتمثل في الآتي :

١-١ : إختبار عدم التصرف :

حيث توضع العينة بين رأسين معدنيين بحيث يتعدم التصرف منها . وبعد الوصول إلى ضغط الخلية يزداد الضغط المحوري بسرعة حيث لا يعطى ذلك فرصة لتصرف المياه

من العينة ويجب أن يستمر الإختبار فى حدود ١٠-١٥ دقيقة . وهذا الإختبار يستخدم لتعيين معاملات عدم التصرف C_u , ϕ'_u (Undrained).

٢ - إختبار التصلب - عدم التصرف Consolidated-Undrained test :

يسمح فى الإختبار أولاً بالتصريف لحدوث التصلب تحت ضغط الخلية ثم يقفل التصرف (عند توقف خروج المياه عند التصلب) ويحمل بالحمل المحورى (فى حالة عدم التصرف) . ويترك أحد وصلات تصريف المياه مفتوحة ليقاس فيه ضغط المياه الحرة . ومرحلة التصلب عادة تأخذ ٢٤ ساعة ومرحلة القص تأخذ من ١٠ دقائق إلى ساعتين حسب نوع التربة . وفى هذا الإختبار تقاس معاملات الاجهاد المؤثر ϕ' , C' وكذلك معاملات عدم التصرف C_u , ϕ_u .

٣ - إختبار التصرف drained test :

يسمح للعينة بالتصريف لتتصلب تحت حمل الخلية إلى أن يتوقف خروج المياه الحرة منها وحينئذ يزداد الحمل المحورى مع السماح بالتصريف بمعدل بطئ يجعل الزيادة فى ضغط المياه الحرة مساوياً للصفر .

التصلب الابتدائى فى هذا الإختبار يستغرق ٢٤ ساعة ومرحلة القص البطئ تستغرق زمناً يصل إلى أسبوعين .

وفى هذا الإختبار تقاس معاملات التصرف C_d , ϕ_d .

استخدامات جهاز الضغط الثلاثى :

يستخدم جهاز اختبار الضغط الثلاثى فيما يلى :

١ - إختبارات القص (السابق ذكرها فى الفقرة السابقة) .

٢ - إختبار تعيين معاملات ضغط المياه الحرة .

٣ - إختبار التصلب الثلاثى الاتجاهات .

٤ - إختبار النفاذية .

مصادر الخطأ فى إختبار الضغط الثلاثى :

Sources of error in the triaxial test :

(١) إختبارات عدم التصرف :

١ - تشوهات العينة الناتجة عن المناولة والتركييب فى الجهاز .

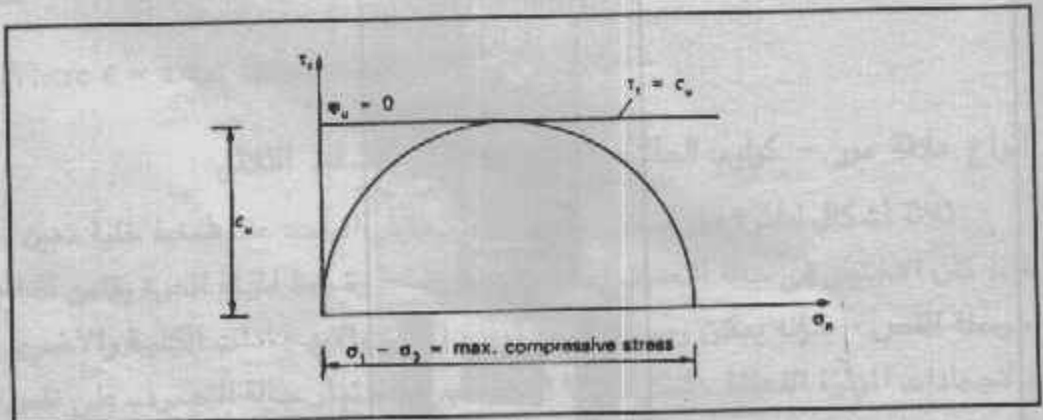
- ٢ - فقاعات الهواء التي قد تتواجد بين الغشاء المطاطي والتربة .
 ٣ - فقاعات الهواء التي قد تتواجد بين رؤوس النهايات والتربة .
 ٤ - المياه المتناثرة التي قد تتواجد عند القاعدة السفلية أو العلوية .
 ٥ - التربة قد تكون غير مشبعة ولذا فإنها تحتوى على فراغات هوائية قد تضغط .
 (ب) إختبارات التصريف :

- ١ - ضغط المياه الحرة قد لا يبقى على الصفر عند السرعة المتلاحقة للضغط .
 ٢ - وجود المياه المتناثرة يؤثر فى دقة قياسات التغير الحجمى .
 ٣ - عدم وجود الضبط الجيد للحمل المحورى بسبب عدم دقة قياسات الضغط المحورى .

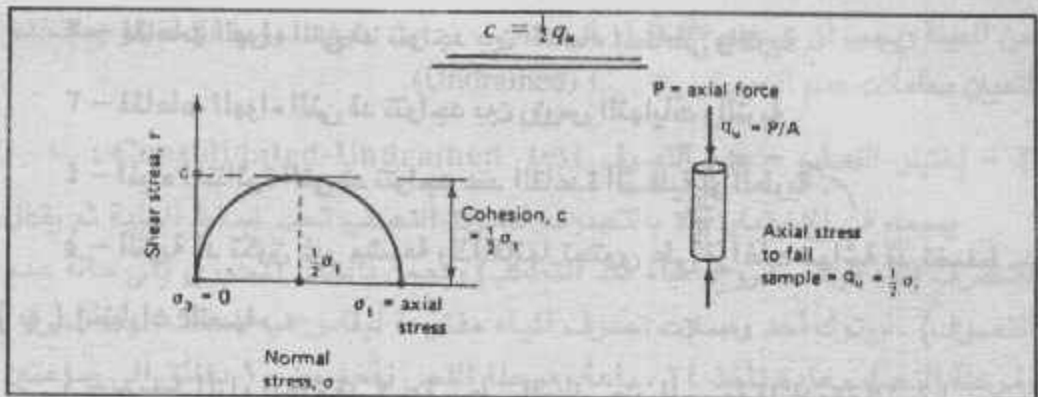
إختبار الضغط الغير محدود (الغير محصور) :

The unconfined compression test :

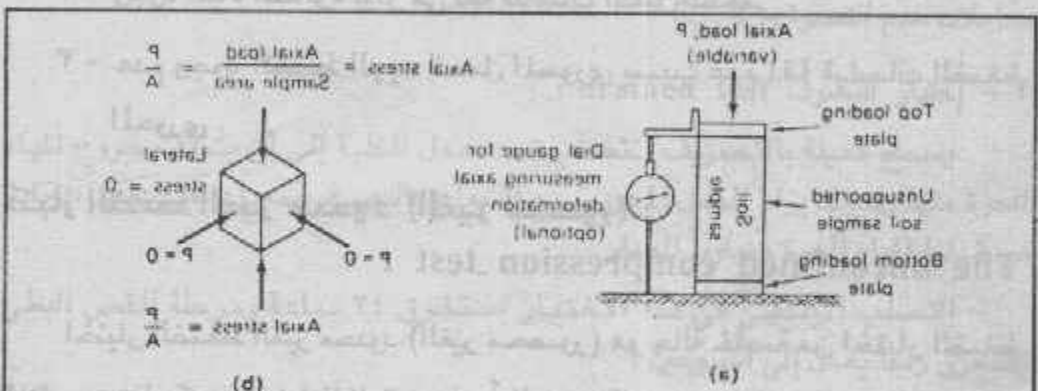
إختبار الضغط الغير محدود (الغير محصور) هو حالة خاصة من إختبار الضغط الثلاثى حينما يكون ضغط الخلية مساوياً الصفر $\sigma_3 = 0$ ويمكن رسم علاقة مور - كولوم للنتائج كما فى شكل (٢٦-٧) . وهنا يمكن إختبار عينة واحدة بدائرة واحدة . ويجرى الإختبار فقط فى حالة الطين الغير متشقق المشبع حيث $\phi_u = 0$.



شكل (٢٦-٧) علاقة مور - كولوم لإختبار الضغط الغير محصور

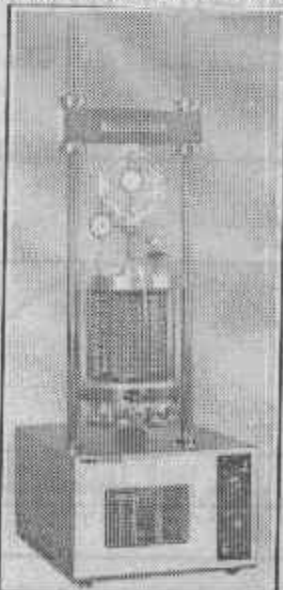


شكل (٢٧-٧) تعيين C في اختبار الضغط الغير محصور



Representation of unconfined compression test :

(a) test arrangement. (b) stresses acting on incremental element. (c) Test apparatus.



شكل (٢٨-٧) اختبار الضغط الغير محصور

ويمكن أن يجرى اختبار الضغط الغير محصور باستخدام جهاز قياس معدل من جهاز الضغط الثلاثي ولكن بدون خلية البرسيكس وبدون الغشاء المطاطي . كما أن الجهاز بذلك يصبح بسيطاً مما يمكن من استخدامه في الموقع . شكل (٧-٢٨) .

تغير المساحة والحجم في اختبار الضغط الثلاثي :

مع زيادة الضغط الرأسى على العينة ينقص ارتفاعها ويزيد قطرها في حالة السماح بالتصريف فإن الحجم ينقص . ومقياس الانفعال dial gauge بين التغير في ارتفاع العينة . كما أنه بتوصيلات معينة على الجهاز يمكن قياس التغير في الحجم . وفي حالة العينات المشبعة تكون كمية المياه الخارجة من العينة ممثلة للتغير في الحجم ΔV وعلى ذلك يحسب التغير في مساحة مقطع العينة من العلاقة الآتية :

$$A = A_0 \frac{1 - \Delta V/V_0}{1 - \Delta l/l_0}$$

Where A_0 = original cross-sectional area of specimen before increase

V_0 = original volume of specimen

l_0 = original length of specimen

Δl = change in length

ΔV = change in volume

In the case of an undrained test, ΔV may be taken as zero,

Giving
$$A = \frac{A_0}{1 - \Delta l/l_0}$$

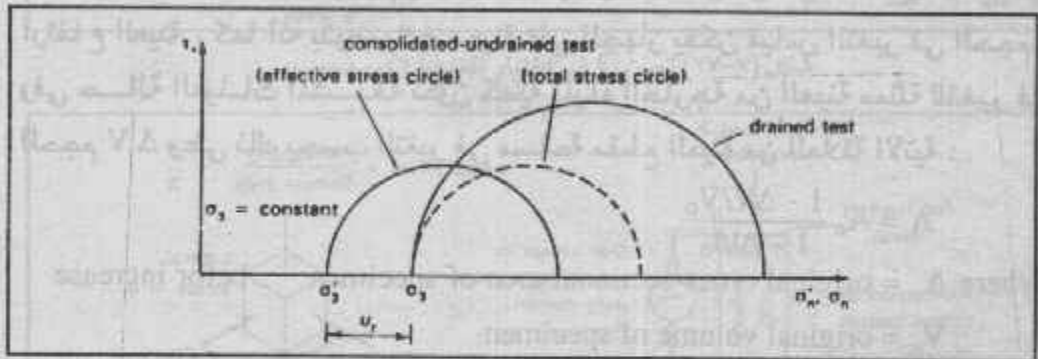
or
$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon}$$

Where ϵ = axial strain = $\Delta l/l_0$.

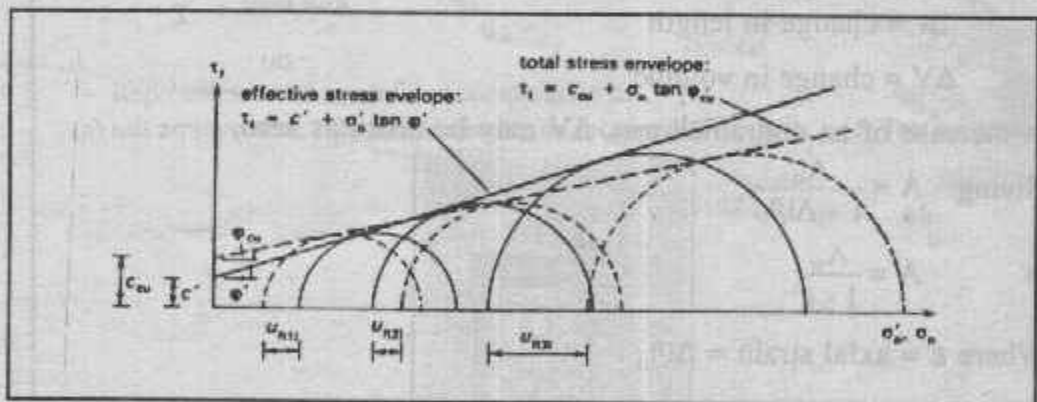
أنواع علاقة مور - كولوم للحالات المختلفة لاختبار الضغط الثلاثي :

ثلاثة أشكال لدائرة مور يمكن رسمها في الاختبار الواحد عند ضغط خلية معين . فإذا كان الاختبار في حالة التصلب - عدم التصريف - وضغط المياه الحرة يقاس أثناء مرحلة القص - فإنه يمكن رسم دائرتين لمور : الأولى بالاجهادات الكلية والأخرى بالاجهادات المؤثرة الفعالة . شكل (٧-٢٩) ولو أجرى اختبار حالة التصريف على نفس العينة ونفس ضغط الخلية تنتج دائرة واحدة لمور بالاجهادات المؤثرة الفعالة لأن التصلب

يأخذ مكانه أثناء مرحلة القص في اختبار حالة التصريف ويكون الفرق بين الاجهادات الرئيسية عند الانهيار أكبر من تلك المسجلة في حالة التصلب - عدم التصريف .
 وبين شكل (٧-٣) العلاقات لكل من الاجهادات الكلية والفعالة effective للاختبار في حالة التصلب - عدم التصريف. ومنها يمكن إيجاد ϕ' , C' , كما يمكن إيجاد ϕ_{cu} , C_{cu} والذان يؤخذان كمعاملات غير التصريف الحقيقية true والتي تعتبر قيم استرشادية لمقاومة القص الغير متصرف للتربة .



شكل (٧-٢٩) مقارنة بين اختباري التصريف وعدم التصريف



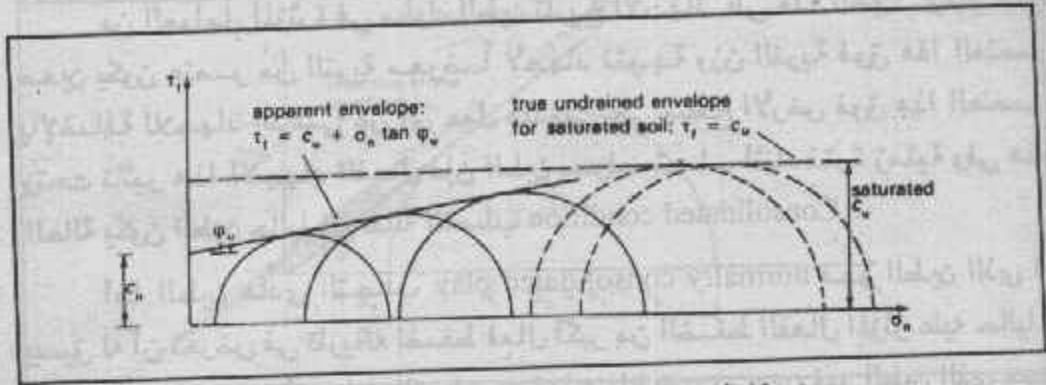
شكل (٧-٣٠) الاجهاد الفعالة والكلية لاختبار التصلب - عدم التصريف

ومشكلة قياس القص الغير متصرف تظهر في شكل (٧-٣٠) حيث يتبين في الشكل توقع نتائج الاختبار في حالة عدم التصريف الفوري لعينة متماسكة . وفي الأول قد يظهر أن مقاومة القص تعطى من :

$$\tau_f = C_{cu} + \sigma_n \tan \phi_{cu}$$

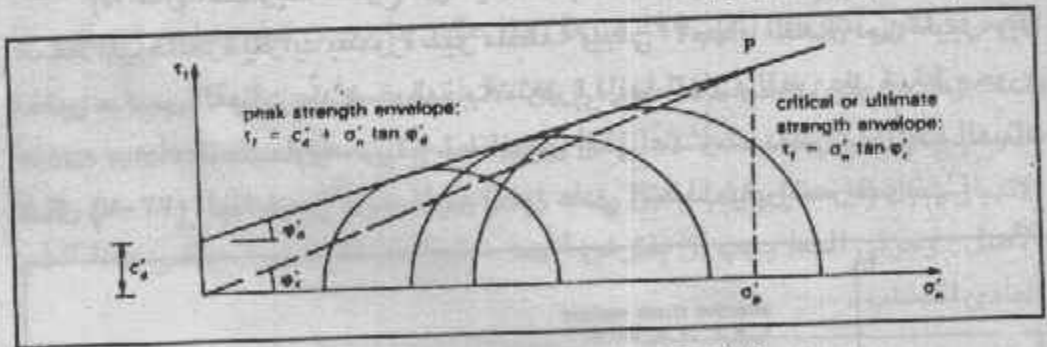
ولكن هذا غير صحيح لأن قيم مختلفة أخرى لـ ϕ_{cu} , C_{cu} يمكن الحصول عليها لو

أجريت الاختبارات عند سرعات مختلفة أو عند ضغط خلية مختلف . وهذا الاختلاف يرجع أساساً إلى أن الهواء الموجود في العينة يتسرب مع المياه الحرة ويزيد بذلك ضغط الخلية . والقيمة المفيدة لـ C_u هي التي تستخدم لتمثيل الحالة الطبيعية : وهي C_u لحالة التشبع التام .



شكل (٢١-٧) نتائج الاجهاد الكلي الغير منصرف

وتوجد مشاكل مماثلة بالنسبة لاختبارات حالة التصريف . فإذا اختبرت عدة عينات في حالتها الحرجة ($e = e_c$) أو ضغطت إلى أن وصلت لحالتها الحرجة قبل الوصول للقص فإن خط المقاومة المنصرفة drained-strength يجب أن يمر بنقطة الأصل . شكل (٢٢-٧) وحينئذ يكون :



شكل (٢٢-٧) نتائج الاجهاد الكلي الغير منصرف

وحيثما تكون التربة في الجانب المتداخل من الحالة الحرجة Critical state تكون نتائج اختبار التصريف متطابقة مع معادلة القص :

$$\tau_f = C'_d + \sigma'_n \tan \phi'_d$$

وهذا ينطبق على كل من الرمل المتداخل dense Sand والطين فوق المتصلب overconsolidated-clay (واللذان يجب أن يصلا إلى الحالة الحرجة) . ونقطة P على

الرسم فى شكل (٢٢-٧) تمثل الضغط المثالى σ'_p اللازم لوصول العينة إلى قيمة الكثافة المقابلة لحالتها الحرجة .

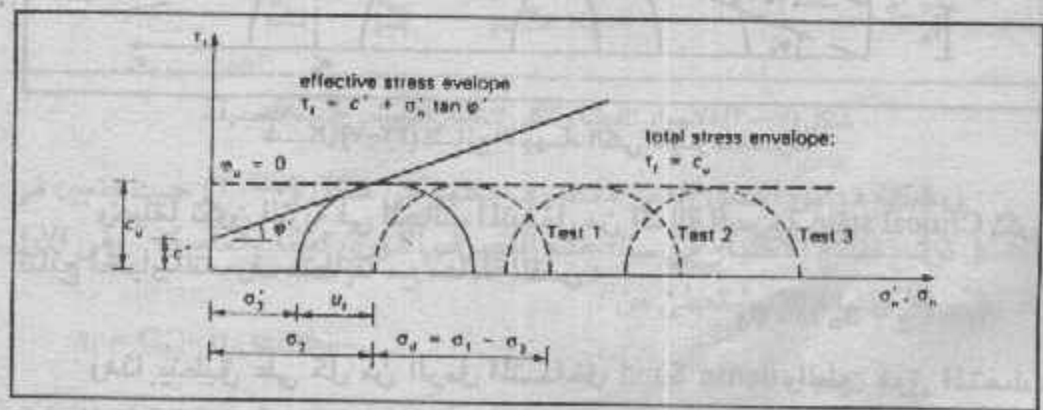
مقاومة القص للطين : Shear strength of clays

من العوامل المؤثرة فى سلوك الطين تاريخ الاجهاد على هذا الطين . وعند عمق معين يكون عنصر من التربة معرضاً لأجهاد نتيجة وزن التربة فوق هذا العنصر بالإضافة للاجهاد الناشئ عن أى عمل هندسى على سطح الأرض فوق هذا العنصر. وتحت تأثير هذا الاجهاد الفعال فإن الطين سوف يتصلب أثناء فترة زمنية وفى هذه الحالة يكون الطين حالياً فى حالة التصلب Consolidated condition .

أما الطين عادى التصلب normally consolidated clay فهو الطين الذى لم يسبق له أن تعرض فى تاريخه لضغط فعال أكبر من الضغط الفعال المؤثر عليه حالياً . والطين فوق المتصلب أو سابق التصلب over consolidated clay فهو الطين الذى سبق له فى فترة زمنية ماضية أن تعرض لضغط فعال أكبر من الضغط الفعال المؤثر عليه حالياً .

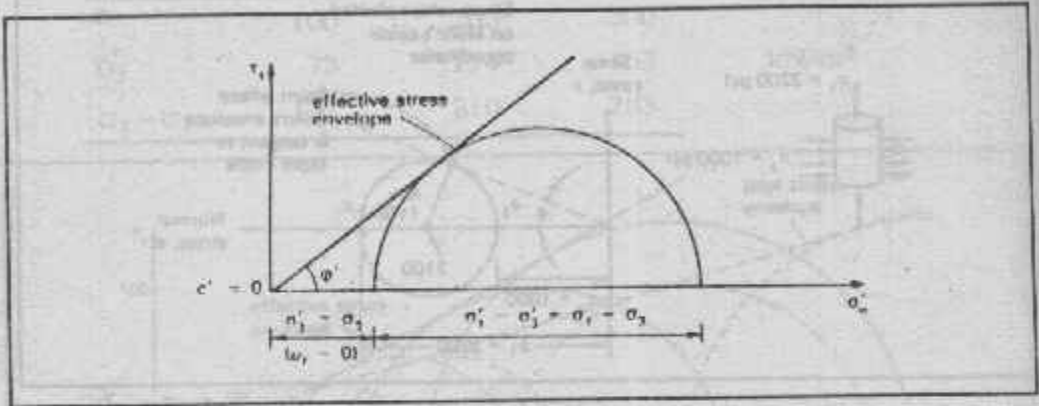
الطين عادى التصلب : Normally Consolidated Clay

إذا كان التصريف ممنوع من عينة مشبعة عند أى زيادة فى ضغط الخلية فإن ضغط المياه الحرة يتزايد بصورة غير منتظمة ويبقى الأجهاد الفعال دون تغيير. وإذا اختبر عدد من العينات عند ضغوط خلية متغيرة فإنها تنهار بالقص عند ضغط محورى deviator stress متساوى ، وينتج خط انهيار أفقى عند رسم دوائر مور لهذه العينات شكل (٢٣-٧) ولهذا فيعبر عن «مقاومة الطين عادى التصلب بغير تصريف» بـ C_u .



شكل (٢٣-٧) اختبار عدم التصريف للطين عادى التصلب

وعندما تكون عينة مشبعة معرضة للقص ببطء مع السماح بالتصرف فإن ضغط المياه الحرة يبقى مساوياً للصفر. ويكون الضغط الفعال مساوياً للضغط المؤثر ويمر خط الانهيار بنقطة الأصل شكل (٧-٢٤) وهنا وللطين عادي التصلب تكون $c' = 0$ (الضغط الفعال) مساوية صفراً.

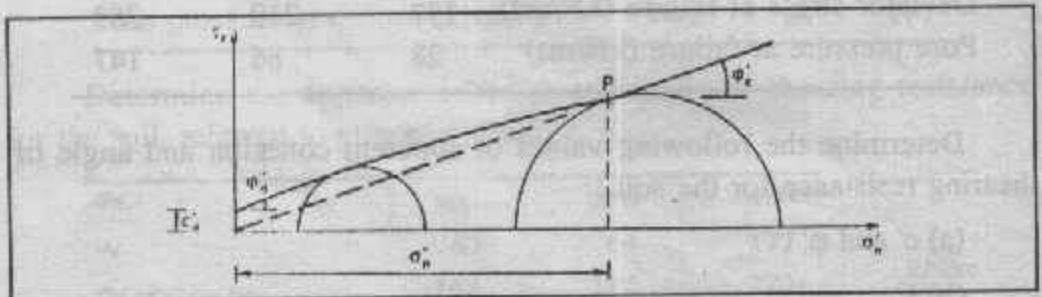


شكل (٧-٢٤) إختبار التصرف للطين عادي التصلب

الطين سابق التصلب (فوق التصلب) Overconsolidated Clay :

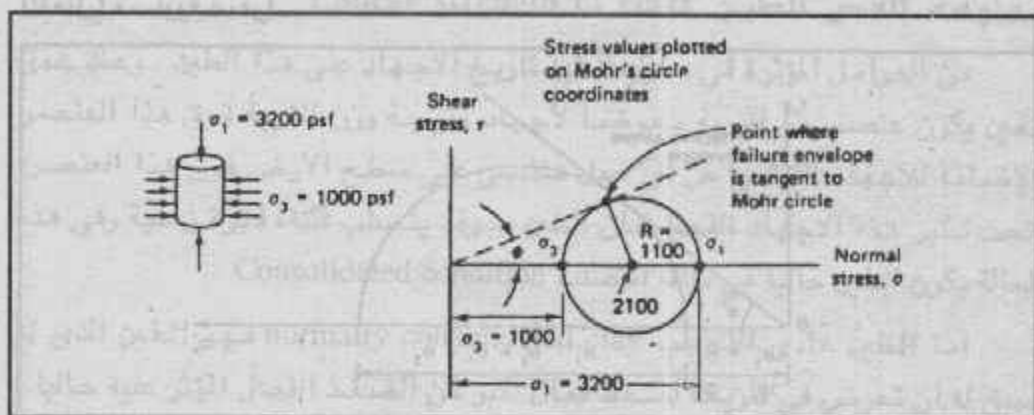
الطين سابق التصلب يشغل حجماً أصغر من الطين عادي التصلب ويوجد استعداد من هذا الطين للتمدد عند تعرضه للقص عند ضغط خلية صغير. وفي حالة عدم التصريف ينتج ضغط مياه حرة سالب ويزيد الضغط الفعال ولذا فإن المقاومة الغير متصرفة تكون أكبر من المقاومة المتصرفة وهذا عكس ما يحدث للطين عادي التصلب.

وعندما يكون الضغط المحيط من كل الاتجاهات مؤثراً يتزايد الإجهاد السابق التصلب σ'_p والعينة تنضغط أثناء القص وينتج ضغط مياه حرة موجب والجزء من خط الانهيار شكل (٧-٢٥) حينما يكون $\sigma'_3 > \sigma_p$ يكون له ميل أكبر وحينما يمد يمر بنقطة الأصل. وجزئي الخط يجب أن يفترض أنهما خطوط مستقيمة بميل يكافئ حالة الطين العادي التصلب.



شكل (٧-٢٥) أختبار التصرف للطين سابق التصلب

Example 7-6 : A dry cohesionless soil is tested in a triaxial test to determine the angle of internal friction ϕ . A confining pressure equal to 1000 psf is used. The sample fails when the axial load causes a stress of 3200 psf. What is the value of ϕ ?



$$\text{Radius of circle} = \frac{3200 - 1000}{2} = 1100$$

$$\text{Center of circle} = 1000 + 1100 = 2100$$

From the Mohr's circle plot,

$$\sin \phi = \frac{1100}{2100} = 0.525$$

$$\phi = 31.5 \text{ deg} \pm$$

Example 7-7 : The following results were obtained from a consolidated - undrained test on a normally consolidated clay soil.

Cell pressure (kN/m ²)	100	200	300
Deviator stress at failure (kN/m ²)	137	210	283
Pore pressure at failure (kN/m ²)	28	86	147

Determine the following values of apparent cohesion and angle of shearing resistance for the soil :

(a) c' and ϕ' .

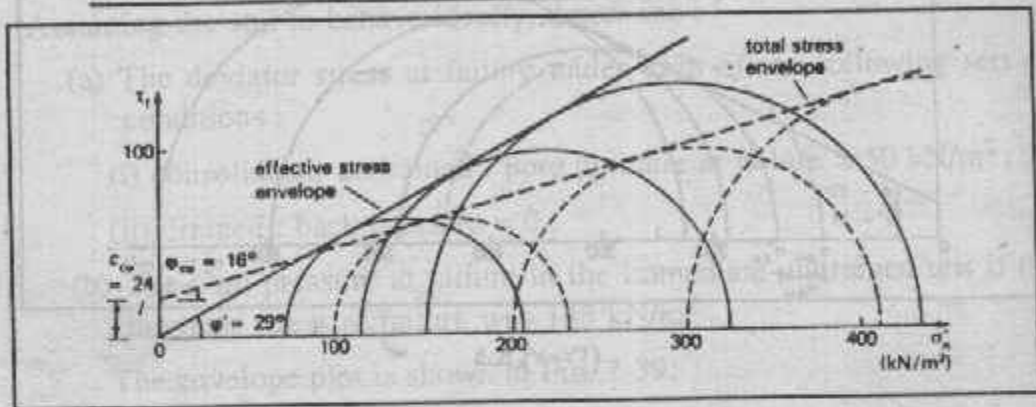
(b) C_{CM} and ϕ_{CM} .

The effective stresses at failure are : $\sigma_1' = \sigma_1 - u_f$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - u_f$$

So $\sigma_1' - \sigma_3' = \sigma_1 - \sigma_3$

σ_3	100	200	300	
σ_3'	78	114	153	kN/m ²
$\sigma_1' - \sigma_3'$	137	210	283	



شکل (۳۶-۷)

The Mohr-Coulomb plot is shown in Fig. 7-36, from which the following values may be obtained :

(a) In terms of effective stress : $c' = 0$ $\phi' = 29^\circ$

(b) In terms of total stress : $c_{cu} = 24 \text{ kN/m}^2$ $\phi_{cu} = 16^\circ$

Example 7-8 : The following results were obtained from a consolidated-undrained test on an over consolidated clay soil .

Cel pressure (kN/m ²)	100	250	400
Deviator stress at failure (kN/m ²)	340	410	474
Pore pressure at failure (kN/m ²)	- 42	64	177

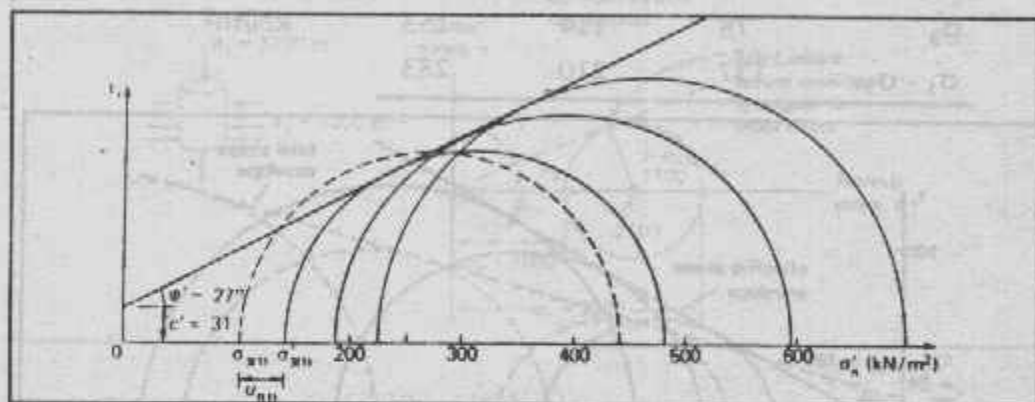
Determine the apparent cohesion and angle of shearing resistance for the soil, referred to effective stress.

σ_3	100	250	400	
u_f	- 42	64	177	
$\sigma_3' = \sigma_3 - u_f$	142	186	223	kN/m
$\sigma_1' - \sigma_3' = \sigma_1 - \sigma_3$	340	410	474	

Note : the effect of the negative pore pressure is to give $\sigma'_3 > \sigma_3$. The Mohr-Coulomb plot is shown in Fig. 7-37, from which are obtained :

$$c' = 31 \text{ kN/m}^2$$

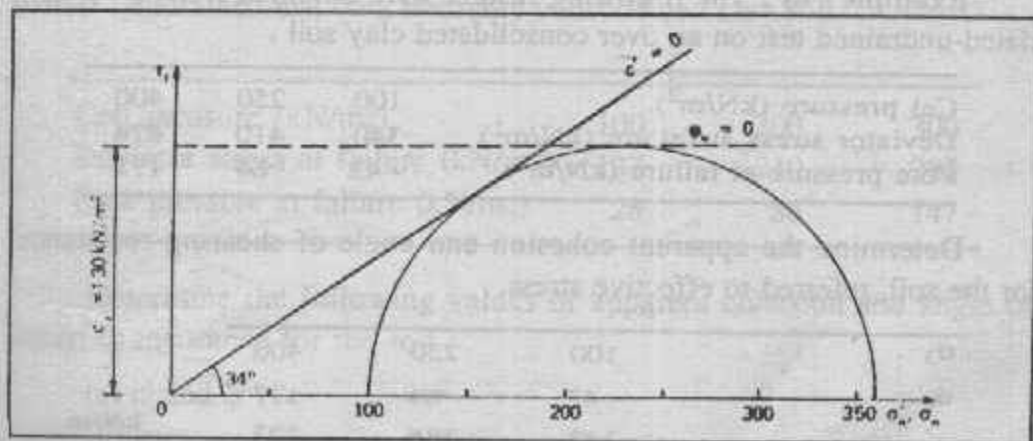
$$\phi' = 27^\circ$$



(۲۷-۷) ک.ا

Example 7-9 : In a consolidated-undrained triaxial test on a normally consolidated clay at a cell pressure of 150 kN/m^2 , the deviator stress at failure was 260 kN/m^2 and the pore pressure was 50 kN/m^2 . Draw the appropriate shear strength envelope and determine the other corresponding parameter when : (a) $\phi_M = 0$; and (b) $c' = 0$.

Figure 7-38. shows the envelope plot .



(۲۸-۷) ک.ا

(a) when $\phi_u = 0$, the envelope is parallel to the σ_n axis. Giving $\tau_f = 130$ kN/m^2 .

(b) At failure $\sigma'_3 = 150 - 50 = 100 \text{ kN/m}^2$.

Since $c' = 0$, the envelope passes through the origin. Giving $\phi' = 34^\circ$.

Example 7-10 : A normally-consolidated clay was found to have shear strength parameters : $c' = 0$ and $\phi' = 26^\circ$. The soil was tested under different conditions, but at a constant cell pressure of 200 kN/m^2 . Assuming the soil to behave ideally, determine :

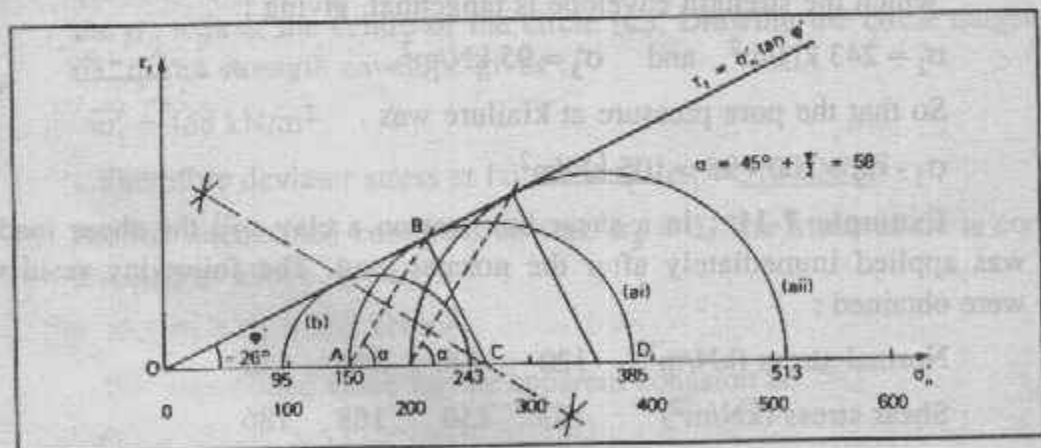
(a) The deviator stress at failure under each of the following sets of conditions :

(i) consolidated-undrained : pore pressure at failure = 50 kN/m^2 .

(ii) drained : back pressure = 0 ;

(b) The pore-pressure at failure in the immediate-undrained test if the deviator stress at failure was 148 kN/m^2 .

The envelope plot is shown in Fig. 7-39.



(a) (i) $\sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3 =$ deviator stress at failure

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = u_f = 200 - 50 = 150 \text{ kN/m}^2$$

To obtain the Mohr circle, first draw the chord line AB at angle $\alpha = 45^\circ + \phi'/2$ from $\sigma'_3 = 150 \text{ kN/m}^2$. The bisecting normal to AB cuts the σ'_n axis at the centre of the circle C, and the circle radius is $AC = BC$.

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = AD = 235 \text{ kN/m}^2$$

Alternatively, the solution may be obtained analytically.

In Fig. 6.30, $\sin \phi' = \frac{BC}{OC} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3}$

From which $\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$

Then if $\phi' = 26^\circ$, $\tan^2 (45^\circ - 13^\circ) = 0.390$.

and $\sigma'_1 = \sigma'_3 / 0.390 = 150 / 0.390 = 385 \text{ kN/m}^2$.

and $\sigma'_1 = \sigma'_3 = 385 - 150 = 235 \text{ kN/m}^2$.

(ii) Pore pressure at failure = 0, therefore $\sigma'_3 = \sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$. The Mohr circle is drawn as before, giving

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 313 \text{ kN/m}^2.$$

or analytically : $\sigma'_1 = 200 / 0.390 = 513 \text{ kN/m}^2$.

giving $\sigma'_1 - \sigma'_3 = 313 \text{ kN/m}^2$.

(b) The deviator stress at failure is the diameter of the Mohr circle, to which the strength envelope is tangential, giving :

$$\sigma'_1 = 243 \text{ kN/m}^2 \text{ and } \sigma'_3 = 95 \text{ kN/m}^2.$$

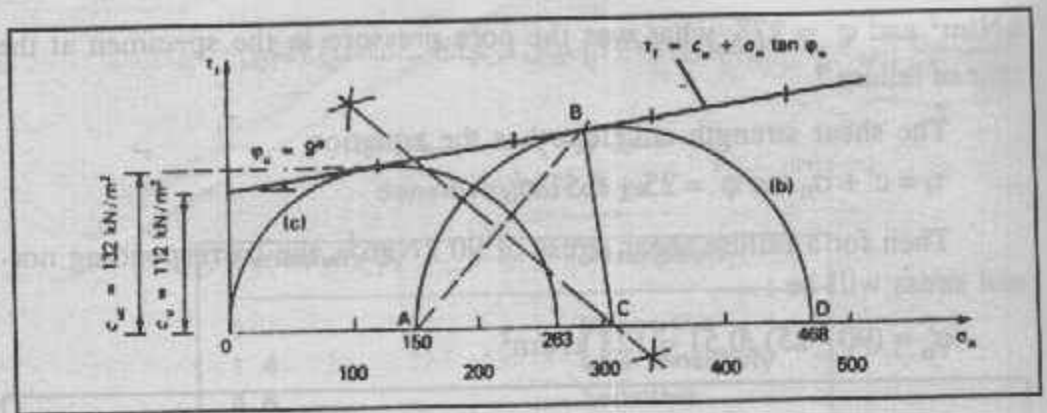
So that the pore pressure at failure was

$$\sigma_3 - \sigma'_3 = 200 - 95 = 105 \text{ kN/m}^2.$$

Example 7-11 : In a shear box test on a clay soil the shear load was applied immediately after the normal load. The following results were obtained :

Normal stress (kN/m ²)	120	230	340	450
Shear stress (kN/m ²)	133	150	168	186

- Determine the apparent cohesion and angle of shearing resistance for the soil.
- If an undrained triaxial test were to be carried out on the same soil at a cell pressure of 150 kN/m^2 , what would be the expected deviator stress at failure ?
- If an unconfined compression test were to be carried out on the same soil, what value would be obtained for the apparent cohesion ?



شکل (۷-۱)

- (a) The shear stress may be plotted directly against the normal stress as shown in Fig. (7-40) : Since the test was carried out quickly the undrained parameters are given by the plot :

$$c_u = 112 \text{ kN/m}^2 \quad \phi_u = 9^\circ$$

- (b) To obtain the Mohr circle, first draw the chord line AB at angle $45^\circ + \phi/2$ from A ($O\Lambda = \sigma_3 = 150 \text{ kN/m}^2$). The bisecting normal to AB cuts the σ_n axis at the centre of the circle (C). Drawing the circle tangential to the strength envelope gives :

$$\sigma_1 = 468 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Therefore deviator stress at failure : } \sigma_1 - \sigma_3 = 318 \text{ kN/m}^2$$

- (c) For the unconfined compression test, $\sigma_3 = 0$. The Mohr circle is constructed as above, giving :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1 = 263 \text{ kN/m}^2$$

The unconfined value for the apparent cohesion is

$$C_{uc} = \frac{1}{2} \sigma_1 = 132 \text{ kN/m}^2$$

Example 7-12 : In a consolidated-undrained test on a sample of saturated clay using the shear box apparatus the following data were recorded :

$$\text{Shear stress at failure} = 90 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Normal stress at failure} = 180 \text{ kN/m}^2$$

If the effective stress parameters for the soil are known to be $c' = 25$

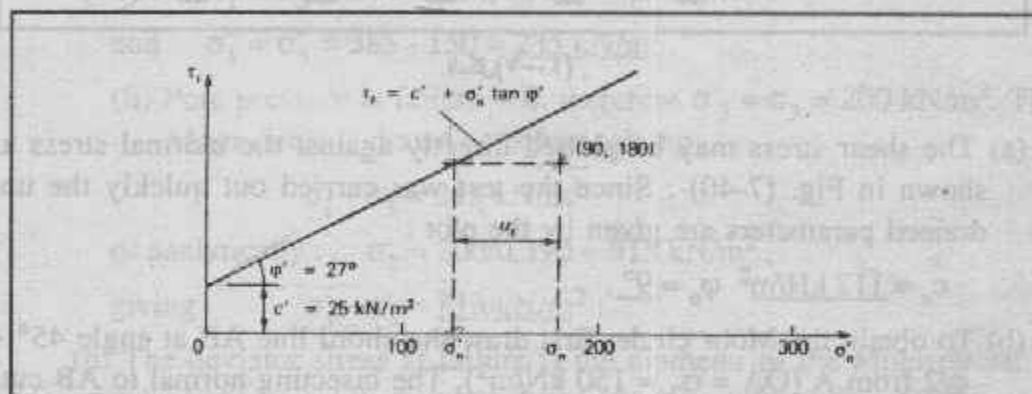
kN/m^2 and $\phi' = 27^\circ$, what was the pore pressure in the specimen at the time of failure ?

The shear strength envelope has the equation

$$\tau_f = c' + \sigma_n' \tan \phi' = 25 + 0.51 \sigma_n'$$

Then for a failure shear stress of 90 kN/m^2 , the corresponding normal stress will be :

$$\sigma_n' = (90 - 25) / 0.51 = 128 \text{ kN/m}^2 .$$



شكل (٧-٤١)

Since σ_n was recorded as 180 kN/m^2 , the pore pressure at failure must have been (Fig. 7-41) :

$$\sigma_n - \sigma_n' = 180 - 128 = \underline{52 \text{ kN/m}^2}$$

حساسية الطين Sensitivity of Clay

بعض أنواع الطين تكون حاسة للقلقلة عن وضعها الطبيعي بالتشكيل . ونسبة المقاومة الغير متصرفة بعد التشكيل remoulding إلى المقاومة الغير متصرفة الغير مقلقلة undisturbed تعرف بحساسية الطين .

$$\text{Sensitivity, } S_t = \frac{\text{remoulded undraided strength}}{\text{undisturbed undrained strength}} \quad \text{أو}$$

$$\text{Sensitivity, } S_t = \frac{\text{unconfined compressive strength, undisturbed clay}}{\text{unconfined compressive strength, remolded clay}}$$

وأغلب الطين العادي له حساسية من ٢ إلى ٤ والطين سابق التصلب له حساسية أقل ويسمى غير حساس insensitive . وهناك طين سريع الحساية quick تصل

حساسيته إلى ١٠٠ . والجدول (٧-٢) يبين درجات حساسية الطين :

جدول (٧-٢) حساسية الطين

Sensitivity of clays

Sensitivity S_t	Description
1	Insensitive
1-4	Low sensitivity
4-8	Sensitive
8-16	Extra-sensitive
>16	Quick

قياس معاملات ضغط المياه الحرة :

Measurement of pore pressure coefficient A and B :

التغير في ضغط المياه الحرة ينتج من التغير في الضغط الغير محوري أو التغير في الضغط المتماثل أو في كليهما ويعين التغير في ضغط المياه الحرة من المعادلة :

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

In which A and B are termed pore pressure coefficients.

وجهاز الضغط الثلاثي مثالي لتعيين المعاملات A , B حيث يسمح للعينة بالتصلب تحت حمل عرضت له في السابق back pressure ويرتفع ضغط المياه الحرة ويتم التحميل بالضغط السابق للوصول بالعينة إلى حالة ضغط المياه الحرة الطبيعية (التي كانت موجودة في العينة في موقعها) . كما أن الضغط السابق عليها يزيد من الضغط الفعال على التربة . وعند استكمال مرحلة التصلب يزداد ضغط الخلية والزيادة المقابلة في ضغط المياه الحرة يكون (Δu_0) ويتم الحصول على B من :

$$B = \Delta u_0 / \Delta \sigma_3$$

ويتطبيق الحمل المحوري على العينة تكون الزيادة في الضغط المحوري هي

$(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ والتغير في ضغط المياه الحرة هو (Δu_1) ويعين A من المعادلة :

$$AB = \bar{A} = \Delta u_1 / (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$\bar{B} = (\Delta u_0 + \Delta u_1) / \Delta \sigma_1 = B \left[1 - (1 - A) \left(1 - \frac{\Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1} \right) \right]$$

حيث \bar{B} يتم الحصول عليها عند الانفعال العرضي الثابت من نفس $\frac{\sigma_3}{\sigma_1}$ وزيادة σ_3, σ_1 معاً .

Example 7-13 : Using the triaxial test apparatus, a soil sample was first of all consolidated at a cell pressure of 600 kN/m^2 under a maintained back pressure of 300 kN/m^2 . Then with the drains closed the cell pressure was raised to 720 kN/m^2 , resulting in the pore pressure increasing to 415 kN/m^2 . Following this the axial load was raised to give an increase in deviator stress of 550 kN/m^2 , while the cell pressure remained constant. Now the pore pressure reading was 562 kN/m^2 . Calculate the pore pressure coefficients B , A and B . Following an increase in isotropic stress (Cell pressure) of $\Delta\sigma_3 = 720 - 600$ the pore pressure change was $\Delta u_o = 415 - 300$.

$$\text{Therefore } B = \frac{\Delta u_o}{\Delta\sigma_3} = \frac{415 - 300}{720 - 600} = 0.958$$

Then an increase in deviator stress of $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = 550$ produced a further change in pore pressure of $\Delta u_1 = 562 - 415$.

$$\text{Therefore } AB = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3} = \frac{562 - 415}{550} = 0.267 \text{ giving } A = \frac{0.267}{0.958} = 0.279$$

The overall coefficient B is the ratio of the overall change in pore pressure to the change in the major principal stress.

$$\text{Therefore } \bar{B} = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_1} = \frac{\Delta u_o + \Delta u_1}{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) + \Delta\sigma_3} = \frac{562 + 300}{550 + 120} = 0.391$$

Example 7-14 : During a consolidated-undrained triaxial test, the following data were recorded :

Change in length of sample (mm)	0	0.75	1.50	3.00	6.00	9.10	10.6
Deviator stress (kN/m^2)	0	120	200	280	360	420	460
Pore pressure (kN/m^2)	0	103	153	92	215	232	248

Cell pressure = 250 kN/m^2 Original length of sample = 76 mm

Determine the relationship between the pore pressure coefficient A and the axial strain of the sample .

Axial strain, $\epsilon = \Delta l/l_o$.

For $\Delta l = 0.75 \text{ mm}$, $\epsilon = 0.75/76 = 0.01$

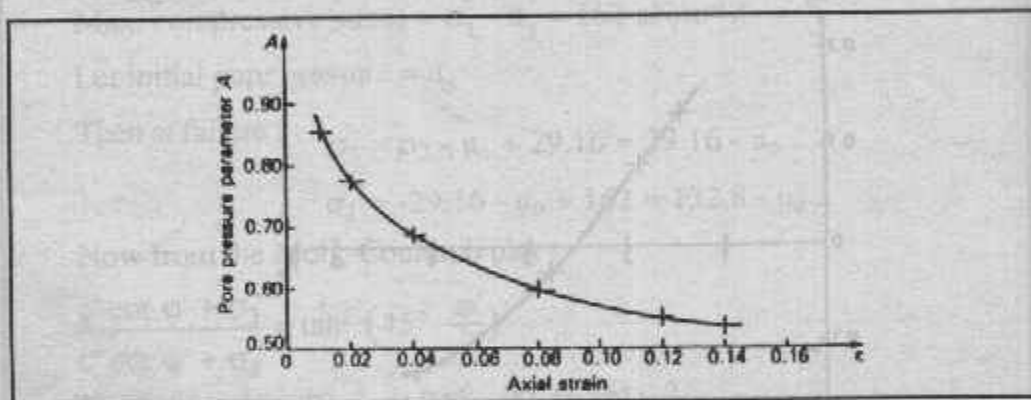
Pore pressure coefficient, $A = \frac{\Delta u_1}{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}$ [assuming $B = 1.0$]

For $(\Delta\sigma_1 - \sigma_3) = 120 \text{ kN/m}^2$, $A = 103/120 = 0.858$.

The complete set of calculations is tabulated below :

$(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \text{ (kN/m}^2\text{)}$	0	120	200	280	360	420	460
Axial strain, ϵ	0	0.01	0.02	0.04	0.08	0.12	0.14
Pore pressure coefficient, A		0.858	0.765	0.686	0.597	0.552	0.539

Figure 7-42 shows a plot of A/ϵ .

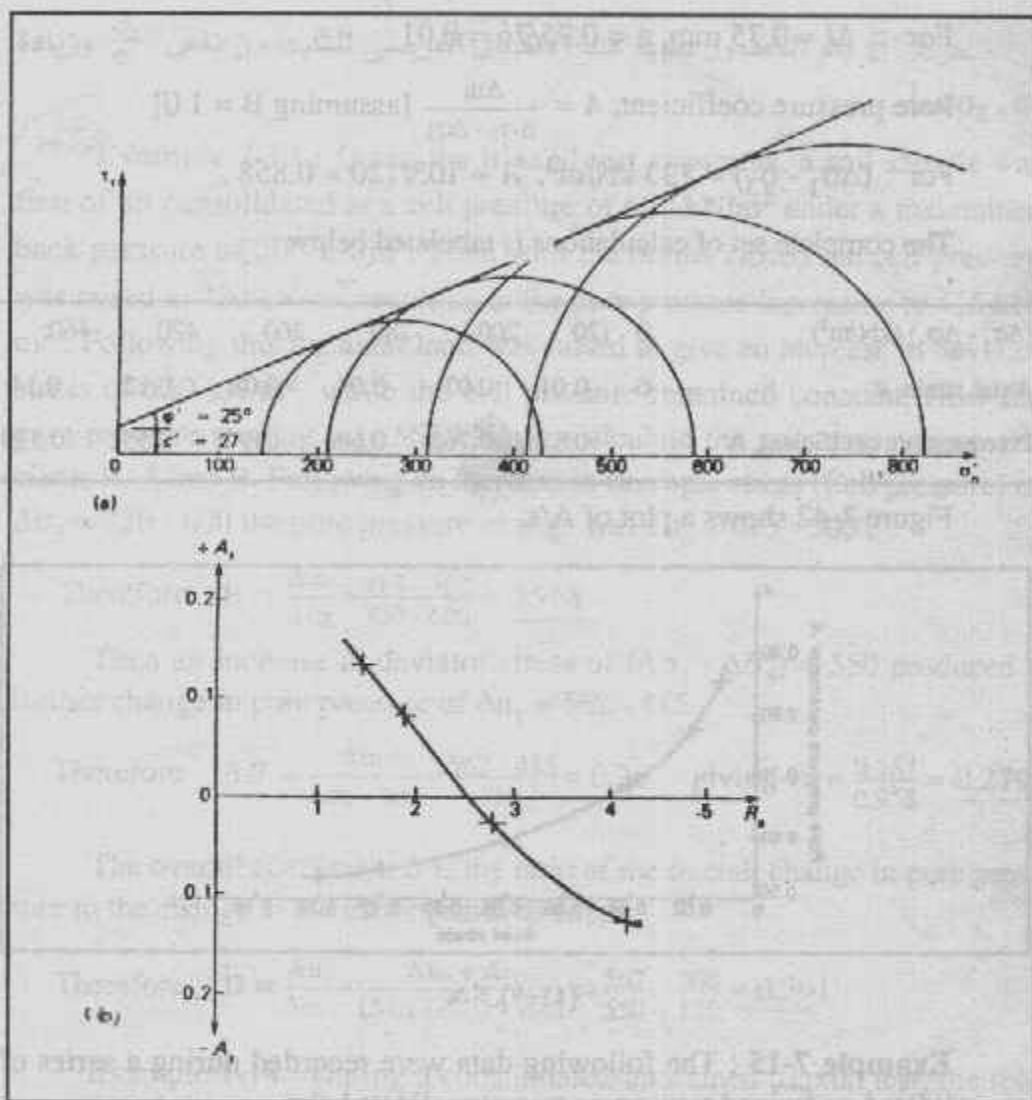


شکل (۷-۴۲)

Example 7-15 : The following data were recorded during a series of consolidated-undrained tests on an overconsolidated clay :

Cell pressure (kN/m ²)	100	200	350	500
Deviator stress at failure (kN/m ²)	268	374	513	652
Pore pressure at failure (kN/m ²)	-43	-12	39	87

Determine : (a) the shear strength parameters c' and ϕ' for the soil, and (b) the relationship between the pore pressure parameter A_f and the overconsolidation ratio R_c , if the preconsolidation stress, $\sigma'_p = 600 \text{ kN/m}^2$.



(17-7) 2.2

(a) The Mohr-Coulomb plot is shown in Fig. (7-43) (a) from which :

$$c' = 27 \text{ kN/m}^2 \quad \phi' = 25^\circ$$

(b) The overconsolidation ratio, $R_c = \sigma_p'/\sigma_3'$

$$\text{and } A_f = \frac{\Delta u_1}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \quad [\text{assuming } B = 1.0]$$

The results are tabulated below and a plot of A_f/R_c shown in Fig. 7-43

(b) .

σ'_3	143	212	311	413
R_c	4.2	2.8	1.9	1.45
A_f	-0.15	-0.03	0.08	0.13

Example 7-16 : By means of consolidated-undrained triaxial tests the shear strength parameters of a saturated overconsolidated clay were found to be :

$$c' = 10 \text{ kN/m}^2 \quad \phi' = 24^\circ \quad A_f = -0.18$$

In an unconfined compression test, a sample of the soil failed at a compressive stress of 162 kN/m^2 . determine the initial value of suction pore pressure in the soil.

$$\text{Max. compressive stress} = \sigma_1 - \sigma_3 = 162 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Let initial pore pressure} = u_0$$

$$\begin{aligned} \text{Then at failure : } \sigma'_3 &= \sigma_3 - u_0 + 29.16 = 29.16 - u_0. \\ \sigma'_1 &= -29.16 - u_0 + 162 = 132.8 - u_0. \end{aligned}$$

Now from the Mohr-Coulomb plot :

$$\frac{c' \cot \phi' + \sigma'_3}{c' \cot \phi' + \sigma'_1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$\text{Now } c' \cot \phi' = 10 \times \cot 24^\circ = 22.46 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{and } \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = 0.422$$

$$\text{Then } \frac{22.46 + 29.16 - u_0}{22.46 + 132.8 - u_0} = 0.422$$

$$\text{Giving } u_0 = \frac{-65.5 + 51.6}{0.578} = -24.0 \text{ kN/m}^2$$

Example 7-17 : In a triaxial test on a partially saturated clay the sample was fully consolidated at a cell pressure of 150 kN/m^2 , after which the cell pressure was raised to 300 kN/m^2 and the deviator stress increased until failure occurred.

Determine the values of σ'_3 and σ'_1 at failure if the shear strength parameters for the soil are :

$$c' = 12 \text{ kN/m}^2 \quad \varphi' = 22^\circ \quad B = 0.9 \quad A_f = 0.25.$$

$$\begin{aligned} \text{Pore pressure at failure, } u_f &= u_o + u_1 \\ &= B \Delta\sigma_3 + A_f (\sigma_1 - \sigma_3) \\ &= 0.9 \times 150 + 0.25 (\sigma_1 - \sigma_3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Then } \sigma'_3 &= \sigma_3 - u_f = 300 - 135 - 0.25 (\sigma_1 - \sigma_3) \\ &= 165 - 0.25 \sigma'_1 + 0.25 \sigma'_3 \end{aligned}$$

$$\therefore \sigma'_3 = (165 - 0.25 \sigma'_1) / (1 - 0.25) = 220 - 0.333 \sigma'_1$$

$$\text{Also } \frac{c' \cot \varphi' + \sigma_3}{c' \cot \varphi' + \sigma_1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$\text{Now } c' \cot \varphi' = 12 \cot 22^\circ = 29.70 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{and } \tan^2 \left(45^\circ - \frac{22^\circ}{2} \right) = 0.455$$

$$\text{Then } \frac{29.70 + \sigma_3}{29.70 + \sigma_1} = 0.455$$

$$\begin{aligned} \text{Giving } \sigma_3 &= 13.51 + 0.455 \sigma'_1 - 29.70 \\ &= 0.455 \sigma'_1 - 16.19 \end{aligned}$$

$$\text{Equating } 0.455 \sigma'_1 - 16.19 = 220 = 0.333 \sigma'_1$$

$$\text{Thence } \sigma'_1 = \frac{220 + 16.19}{0.455 + 0.333} = \underline{300 \text{ kN/m}^2}$$

$$\begin{aligned} \text{and } \sigma_3 &= 0.455 \times 300 - 16.19 \\ &= \underline{120 \text{ kN/m}^2}. \end{aligned}$$

: Consistency of clays قوام الطين

قوام التربة يرتبط عادة بمقاومة التربة . وقوام الطين قد يكون ناعما Soft

أو متوسط القساوة (الصلابة) meduin stift or med firm أو قاس (أو صلب)

Stiff or firm or hard . وبالنسبة للتربة الطينية فإن قوامها يقاس بالتماسك cohesion أو

بمقاومة الضغط الغير محصور . ويمكن تعيين هاتين القيمتين معمليا أو حقليا . ولتحديد

قوام الطين تستخدم بعض الأجهزة البسيطة مثل :

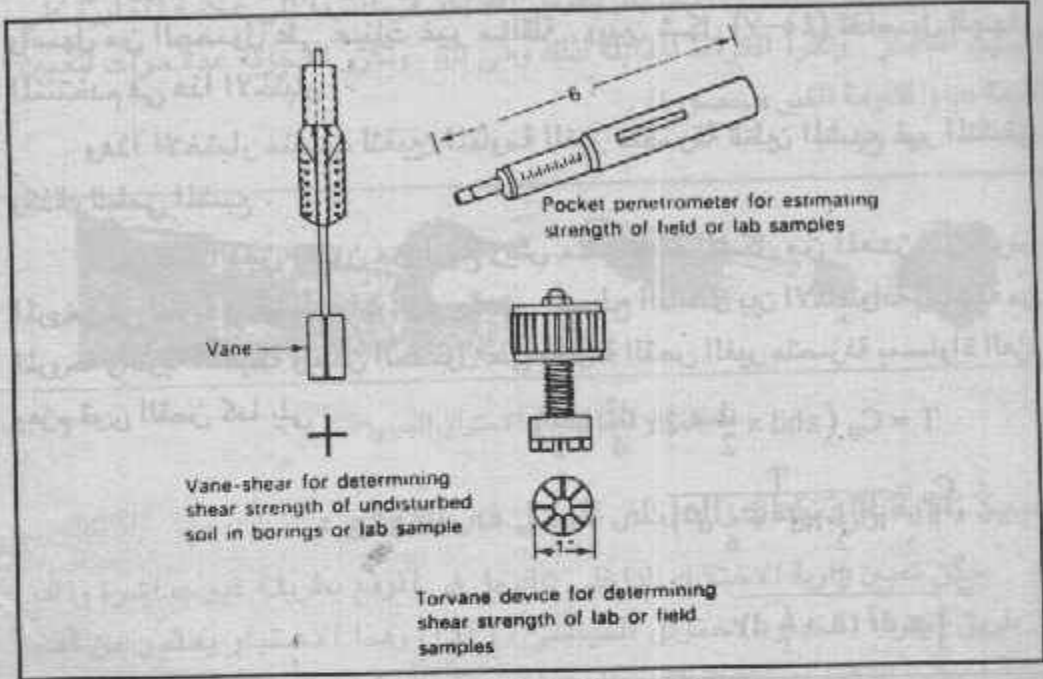
Vane shear

مروحة القص

Pocket Penetrometer

جهاز الاختراق الجيبى

وهذه الأجهزة تعطى فكرة سهلة وسريعة عن قوام الطين شكل (٧-٤٤).



شكل (٧-٤٤) أدوات قياس قوام الطين

ويبين الجدول (٧-٢) درجات القوام المقابلة لقيم المقاومة .

جدول (٧-٢) درجات القوام

Consistency	Undrained strength (kN/m ²)
Very stiff or hard	> 150
Stiff	100 - 150
Firm to stiff	75 - 100
Firm	50 - 75
Soft to firm	40 - 50
Soft	20 - 40
Very soft	< 20

اختبار مروحة القص : Vane - Shear test

في التربة الطينية والطينية الناعمة Soft والتي لها حساسية عالية تؤثر قلقة العينات عند أخذها واختبارها في المعمل على نتائج الاختبارات المعملية . ولذلك فإن اختبار مروحة القص يجرى على التربة في موقعها ومكانها . وهذا قد يكون أرخص وأسهل من الحصول على عينات غير مقلقة . ويبين شكل (٧-٤٥) تفاصيل الجهاز المستخدم في هذا الاختبار .

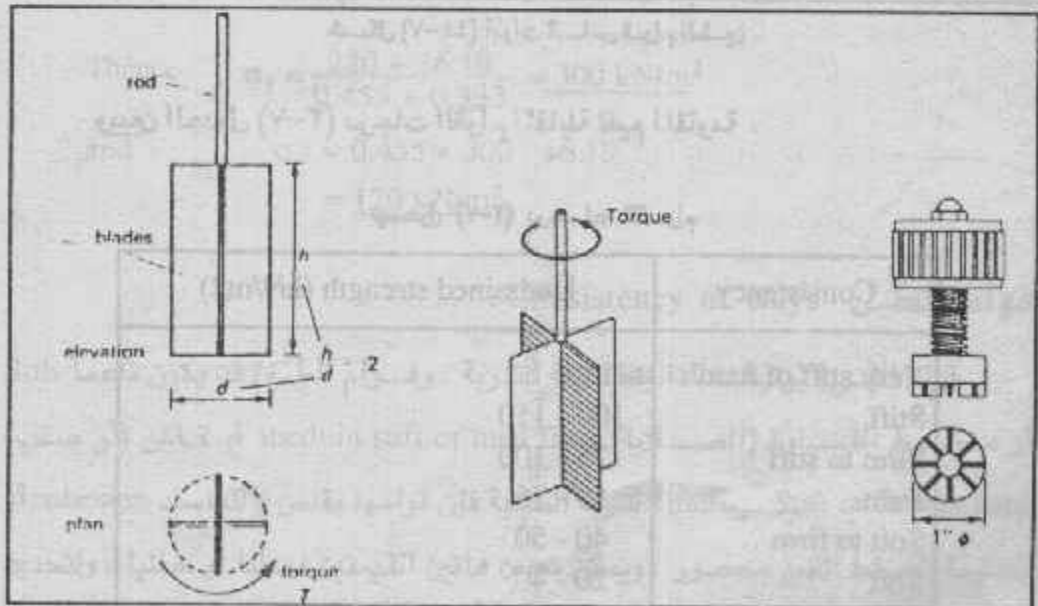
وهذا الاختبار مناسب لتعيين المقاومة الغير منصرفة للطين المشبع غير المتشقق وكذلك للطين المشبع .

ومروحة القص تتكون من أربع ريش مستطيلة الشكل من المعدن . وتغرس المروحة في التربة وتلف بإحداث عزم بها على السطح الفاصل بين الاسطوانة الناشئة من المروحة والتربة المحيطة ويمكن الحصول على مقاومة القص الغير متصرفة بمساواة العزم بعزم قوى القص كما يلي :

$$T = C_u \left(\pi h d \times \frac{d}{2} + 2\pi \frac{d^2}{4} \times \frac{d}{3} \right)$$

$$\therefore C_u = \frac{T}{\pi \left(\frac{1}{2} h d^2 + \frac{1}{6} d^3 \right)}$$

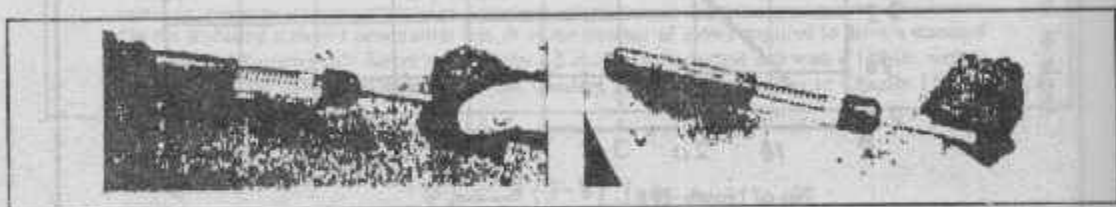
$$= \frac{T}{\frac{1}{2} \pi d^2 \left(h + \frac{1}{3} d \right)}$$



شكل (٧-٤٥) اختبار مروحة القص

اختبار الاختراق الجيبى : Pocket penetrometer test

فى شكل (٤٤-٧) ، وشكل (٤٦-٧) يظهر جهاز الاختراق الجيبى وهو صغير الحجم سهل الاستعمال . والذى يستخدم فى الموقع أو على عينات غير مقلقة من التربة الناعمة الحبيبات . ويجرى الاختبار بغرس الجهاز فى التربة إلى علامة المعايرة على قضيب الجهاز . وتقرأ القراءة المقابلة لذلك وهى qu . وتكرر التجربة عدة مرات لتعيين القيمة qu (المقاومة الغير محصورة) .



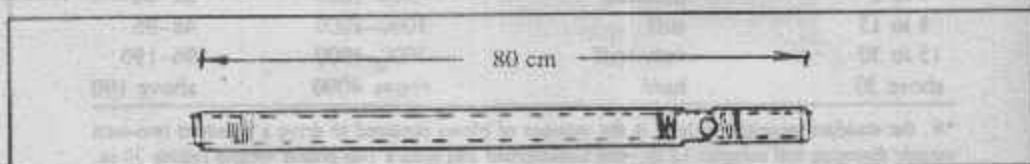
شكل (٤٦-٧) اختبار الاختراق الجيبى

تعيين زاوية الاحتكاك الداخلى للرمال فى الموقع :

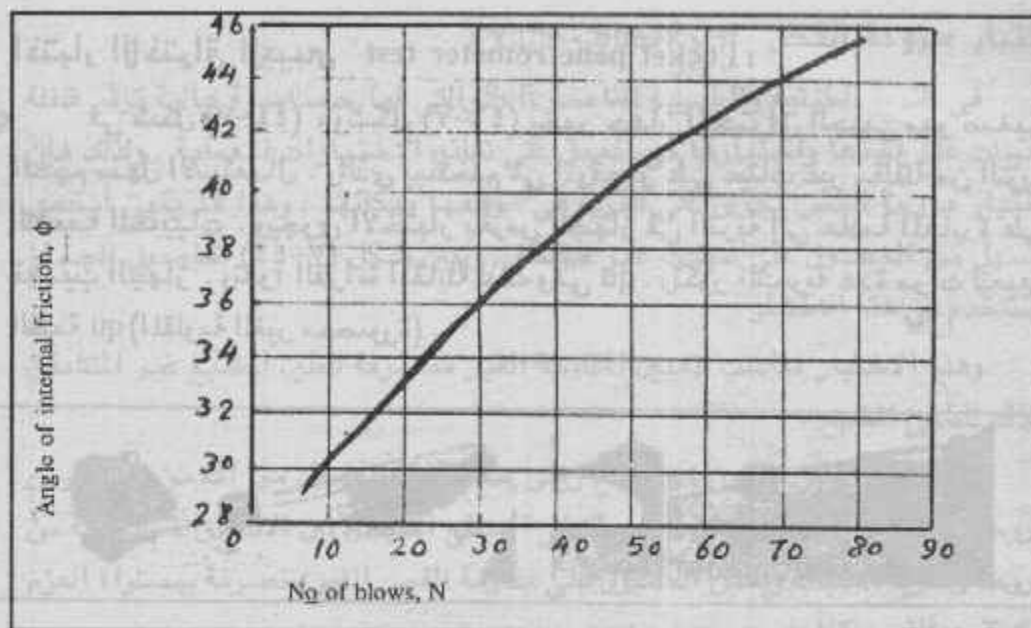
يمكن تعيين زاوية الاحتكاك الداخلى ϕ للرمال فى الموقع بطريقة غير مباشرة وذلك عن طريق إجراء اختبار الاختراق القياسى (SPT) ، وهذا الاختبار يعتبر من أهم اختبارات تحديد قيمة مقاومة التربة الرملية . وهذا الاختبار يتم بدق قطعة الاختراق القياسى split spoon sampler (ملعقة أخذ العينات) شكل (٤٧-٧) داخل ماسورة الجسة عند المستوى المطلوب تعين المقاومة عنده . ويتم الدق بإسقاط مطرقة (تزن ١٤٠ رطلا) قياسية تسقط من ارتفاع ٧٥ سم ، ويحدد عدد الدقات اللازمة للاختراق فى التربة مسافة ٣٠ سم ، (N) ويعبر عدد الدقات N عن مقاومة التربة . ومن الشكل (٤٨-٧) يمكن تعيين ϕ . وإذا زادت عدد الدقات عن ١٥ يجرى له تصحيح كما يلى :

$$N_{corr} = \frac{1}{2} (N + 15)$$

ومن N_{corr} يمكن تعيين ϕ .



شكل (٤٧-٧) ملعقة أخذ العينات



شكل (٤٨-٧) علاقة $N - \phi$

Example 7-18 : A shear vane used to test in-situ a soft clay soil had a diameter of 75 mm and a length of 150 mm. An average torque was recorded of 25 Nm. Determine the undrained shear strength of the clay.

$$C_u = \frac{25 \times 10^{-3}}{\frac{1}{2} \times \pi \times 0.075^2 (0.150 + \frac{1}{3} \times 0.075)} = 16.2 \text{ kN/m}^2$$

وتبين الجداول (٤-٧) ، (٥-٧) ، (٦-٧) بعض قيم معاملات القص الاسترشادية.

جدول (٤-٧) علاقة N وخصائص الطين

APPROXIMATE RELATION BETWEEN N^* AND COHESION OF CLAYS			
Value of N^*	Relative Condition of Soil	Approximate Value of Cohesion, c psf	kN/m^2
2 to 4	soft	250-500	12-24
4 to 8	medium	500-1000	24-48
8 to 15	stiff	1000-2000	48-96
15 to 30	very stiff	2000-4000	96-190
above 30	hard	above 4000	above 190

* N , the standard penetration test, is the number of blows required to drive a standard two-inch outside diameter soil sampler 12 in. into undisturbed soil with a 140-pound weight falling 30 in. For additional information on the standard penetration test, refer to Chapter 11.

جدول (0-V) علاقة ϕ , N

APPROXIMATE RELATION BETWEEN N^*
AND ϕ FOR COHESIONLESS SOIL

Value of N^*	Relative Condition of Soil	Approximate Value of ϕ , Degrees
10	Loose	30° ±
20	Medium dense	32° ±
30	Medium dense to dense	35° ±
40	Dense	38° ±
50	Dense to very dense	40° ±
60	Very dense	42° ±

*In the so-called standard penetration test, N is the number of blows required to drive a standard 2 in. outside diameter split barrel soil sampler 12 in. into undisturbed soil with a 140-lb. weight falling 30 in. For further information on the standard penetration test, refer to Chapter 11.

جدول (٦-V) قيم ϕ

Representative values for angle of internal friction ϕ

Soil	Type of test*		
	Unconsolidated-undrained UU	Consolidated-undrained CU	Consolidated-drained CD
Gravel			
Medium size	40-55°		40-55°
Sandy	35-50°		35-50°
Sand			
Loose dry	28.5-34°		
Loose saturated	28.5-34°		
Dense dry	35-46°		43-50°
Dense saturated	1-2° less than dense dry		43-50°
Silt or silty sand			
Loose	20-22°		27-30°
Dense	25-30°		30-35°
Clay	0° if saturated	14-20°	20-42°

* See a laboratory manual on soil testing for a complete description of these tests, e.g., Bowles (1970).

الباب الثامن

دمك التربة Soil Compaction

مقدمة :

عرف دمك التربة منذ القدم حينما بدأ الإنسان فى بناء السدود القديمة حيث كانت تتم عملية دمك التربة بتمرير أعداد كبيرة من العمال والحيوانات على التربة المفككة مرات متعددة . وكانت جسور السكك الحديدية فى البداية تدمك بترك تربتها عدة سنين لتدمك تحت تأثير وزنها قبل وضع طبقة الزلط فوقها . وكانت الأساليب المستخدمة قديماً فى دمك التربة وسائل تقريبية إلى أن قدم بركتور Proctor أبحاثه عام ١٩٣٣ فأدخل الأسلوب العلمى فى هذا المجال .

تعريف الدمك :

الدمك هو إعادة ترتيب حبيبات التربة بطرد الهواء فقط من فراغات التربة ويتم ذلك باستخدام وسائل ميكانيكية وينتج عن ذلك نقص فى حجم فراغات الهواء وزيادة فى كثافة التربة .

ويختلف الدمك عن التصلب consolidation بأن الأخير هو طرد تدريجى للمياه من التربة المشبعة باستخدام أجهاد مستمر ويصاحب ذلك نقص فى الحجم .

أهمية الدمك كتطبيق هندسى :

* فى مجال السدود الترابية فإن دمك تربة الردم فى السد تزيد مناعته لنفاذ الماء مما يقلل كمية الماء المتسربة منه . كما أن قوة القص لردم مدموك جيداً تساعد على ثبات هذا الردم ومقاومته للانزلاق .

* وفى مجال الطرق والمطارات فإن هذه الأعمال الهندسية تزيد سعتها الحملية إذا أنشئت على أساس مدموك جيداً .

* الدمك من أهم العمليات اللازمة لتثبيت التربة سواء أضيفت مادة تثبيت أو لم تضاف .

تجارب الدمك المعملية Laboratory Compaction test :

تهدف تجارب الدمك المعملية إلى إيجاد وضع قياس يكون أساساً واسترشاداً

إجراء عملية الدمك في الموقع . ويوجد العديد من التجارب العملية التي تعتمد على طريقة ونوع الدمك :

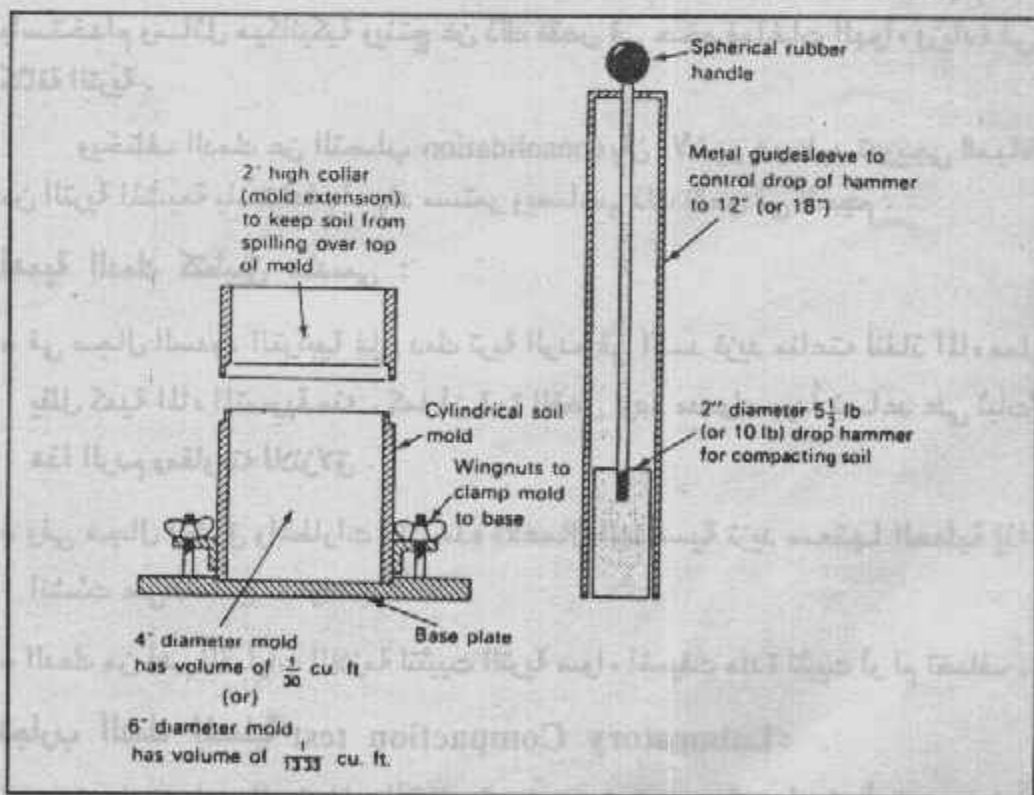
- الدمك الديناميكي Dynamic compaction حيث يتم الدمك بواسطة الدق بمطرقة تسقط من ارتفاع معين .

- الدمك بالعجن Kneading compaction حيث يتم الدمك بواسطة اختراق حوافر للتربة ثم يحدث بعض العجن للتربة أثناء الدمك .

- الدمك بحمل استاتيكي Static compaction حيث تدمك التربة في قالب تحت حمل استاتيكي .

- الدمك بالهز Vibratory method حيث يتم دمك التربة بتعرضها للاهتزاز . وسوف نقصر الإختبارات هنا على اختبارين فقط من نوع الدمك الديناميكي (وهما أشهر الإختبارات) .

إختبار بروكتور القياسي : Standard Proctor test

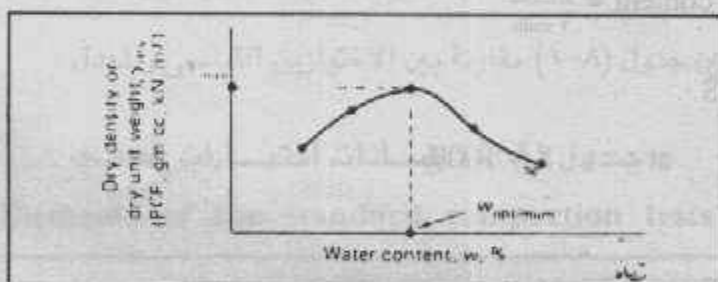


شكل (٨-١) إختبار الدمك

تجفف عينة من التربة بعد أن تسحق بحيث يكون التجفيف هوائياً (فى حدود ٥ كجم مارة من منخل فتحته ٢٠ مم . ثم تضاف كمية من الماء حسب نوع التجربة بحيث تعطى محتوى رطوبة ما بين ٤٪ إلى ٦٪ للتربة الرملية والزلطية وبقية تتراوح بين ٨٪ إلى ١٠٪ للتربة الطينية والطميية ثم توضع العينة على ثلاث طبقات فى القالب المكون من اسطوانة مفرغة قطر ١٠.٢ سم وارتفاعه الداخلى ١١.٦ سم (يعطى حجماً حوالى ٩٤٤ سم^٣) كما أن هذه الاسطوانة لها امتداد علوى ارتفاعه ٦ سم شكل (٨-١) وتدمك كل طبقة من الطبقات الثلاث بواسطة الدق ٢٥ دقة بمطرقة hammer تزن ٢.٥ كجم وقطرها ٥.١ سم وتسقط من ارتفاع ٣٠.٥ سم ثم يزال الإمتداد العلوى للاسطوانة وتسوى التربة بداخلها ثم يوزن القالب الإسطوانى بما يحتويه من تربة لحساب الكثافة الرطبة للعينة والمحتوى المائى لها .

$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{(1 + w)} \quad , \quad \gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + \frac{w_c G_s}{S_r}}$$

تكرر التجربة ٦ مرات بزيادة المحتوى بحوالى ٢٪ وترسم العلاقة بين الكثافة الجافة γ_d والمحتوى المائى . شكل (٨-٢) .

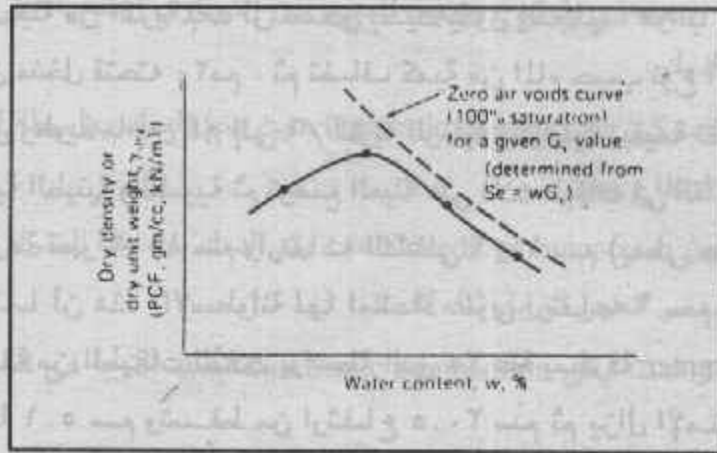


شكل (٨-٢) منحنى الرطوبة - الكثافة فى اختبار الدمك

ومن العلاقة فى شكل (٨-٢) تعين الكثافة الجافة القصوى Max dry density والمحتوى المائى الأمثل للتربة Optimum moisture content .

ويمكن أيضا رسم منحنيات الفراغات الهوائية zero, 5% , 10% air voids curves

شكل (٨-٣) .



شكل (٣-٨) منحنى الفراغ الهوائى الصفرى وعلاقته بمنحنى الرطوبة - الدمك

$$\gamma_d = \frac{(1 - n_a) G_s \gamma_w}{1 + w_c G_s}$$

$$\gamma_d = \frac{(1 - a_c) G_s \gamma_w}{1 + G_s w_c - a_c}$$

$$n_a = \text{Percentage air voids} = \frac{V_{air}}{V_{total}}$$

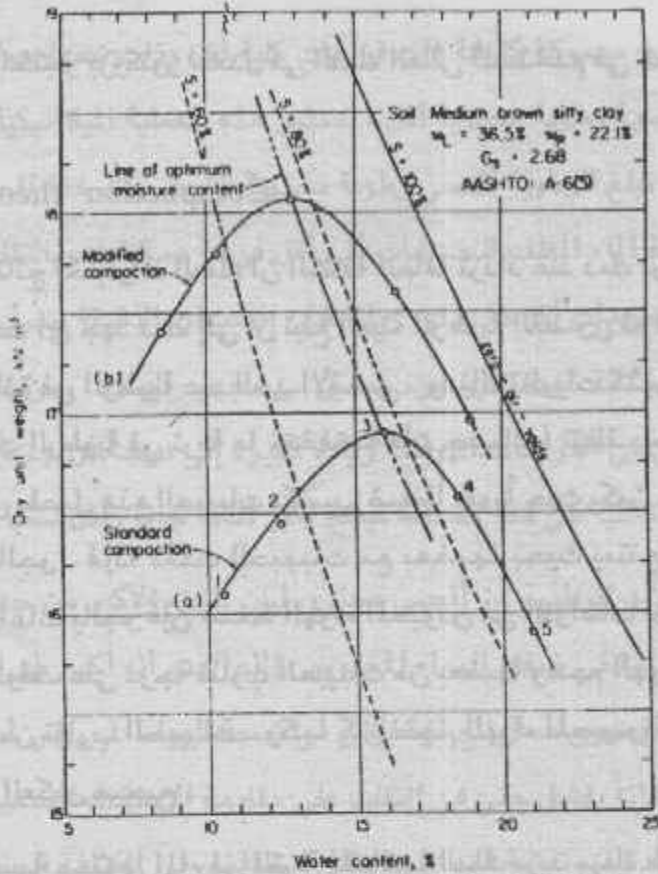
$$a_c = \text{Air content} = \frac{V_{air}}{V_{voids}}$$

$$a_c = 1 - S$$

$$a_c = 0 \quad \text{at} \quad S = 100\%$$

اختبار بروكتور المعدل Modified Proctor test :

أحدث الاتحاد الأمريكى لموظفى الطرق الحكومىة AASHTO تطويراً فى تجربة بروكتور القياسية شمل وضع العينة على ٥ طبقات والمطرقة بوزن ٤.٥ كجم تسقط من ارتفاع ٤٥ سم . ويتضح من شكل (٤-٨) أنه كلما زاد جهد الدمك فإن أكبر كثافة جافة لنفس التربة تزيد وأقصى رطوبة محتوية تقل .



شكل (٤-٨) شكل منحنيات اختبار الدمك القياسي والمعدل

كما يبين جدول (١-٨) مقارنة بين الاختبارين القياسى والمعدل .

جدول (١-٨) بيانات اختبارات الدمك

Elements of the standard compaction tests

	Standard (ASTM D698)	Modified (ASTM D1557)
Hammer	24.5 N (5.5 lb)	44.5 N (10 lb)
Height of hammer fall	305 mm (12 in)	457 mm (18 in)
Number of layers	3	5
No. of blows/layer	25	25
Mold volume	0.000 942 2 m (1/30' ft³)*	
Soil	(-) No. 4 sieve	
Compaction energy (CE)	595 kJ/m³ (12400)	2698 kJ/m³ (56 250 lb. ft/ft³)

* Using the 102-mm (4-in) diameter mold.

ويستخدم اختبار بروكتور المعدل في الدمك العالي المستخدم في طرق النقل الثقيل

والمطارات .

نظرية الدمك : Compaction theory :

تبين من نتائج اختبارات الدمك أن الكثافة الحاقة تزداد عند دمك تربة ما مع زيادة نسبة الرطوبة تحت أى جهد دمك إلى أن تبلغ العينة الرطوبة القصوى ثم تنخفض الكثافة الجافة بعد الزيادة في الرطوبة عند الحد الأقصى . وهناك نظريات كثيرة لتفسير ذلك منها أنه إذا كانت الرطوبة في تربة ما منخفضة فإن حبيباتها تتغلف بطبقة رقيقة من الماء والهواء الذي يفصل هذه الحبيبات يكتسب ضغطاً جويّاً حيث يكون الهواء في بادئ الأمر متصلاً بالجو . فإذا دمكت الحبيبات مع بعضها بحيث يمتنع اتصال الهواء الموجود في الفراغات بالجو فإن ضغط الهواء المحبوس في الفراغات يزيد عن الضغط الجوي بمقدار يتوقف على درجة تقارب الحبيبات من بعضها وحجم الهواء المحبوس في الجيوب الناتجة من تقارب الحبيبات . وكلما كان حجم الهواء المحبوس كبيراً كلما كان ضغطه صغيراً والعكس صحيح .

ويزيادة نسبة محتوى الماء في التربة المعرضة للدمك يزيد سمك طبقة الماء المغلفة

للحبيبات وذلك بسبب :

١ - تقليل الشد السطحي لطبقة الماء المغلفة للحبيبات ، مما يقلل من مقاومة الاحتكاك بين الحبيبات .

٢ - زيادة عدد الجيوب الهوائية كلما دمكت الحبيبات الدقيقة في الفراغات بين الحبيبات الخشنة نتيجة ضعف مقاومة الاحتكاك بين الحبيبات .

٣ - نقص الهواء المحبوس في الجيب الواحد (نقص في الحجم) .

وعند إجراء الدمك يستعمل جزء من جهد الدمك في دفع الحبيبات الدقيقة - والتي

تكون أقل مقاومة لكبر سمك طبقة الماء المغلف - في الفراغات بين الحبيبات الكبيرة . أما

الجزء الأخر من جهد الدمك فإنه يستنفذ في مقاومة الضغط الذي يتولد في الجيوب

الهوائية كلما دمكت الحبيبات مع بعضها على أن ضغط الهواء في هذه المرحلة لا يكون

كبيراً فتننتج تربة مدموكة كثيفة ذات فراغات كلية أقل وذات نسبة هواء أقل من التربة المدموكة عند نسبة رطوبة محتوية أقل . تستمر هذه العملية الميكانيكية مع زيادة نسبة الرطوبة إلى أن تبلغ الرطوبة أقصى رطوبة محتوية للتربة . عند هذا الحد ينخفض الشد السطحي لطبقة الماء المغلف للحبيبات إلى أقل درجة ممكنة له وبالتالي تكون مقاومة الاحتكاك بين الحبيبات أقل ما يمكن . ولذا فإن الحبيبات الدقيقة تندمك داخل الفراغات بين الحبيبات الخشنة تحت تأثير جزء صغير من مجهود الدمك . ومن ناحية أخرى يزيد الضغط الناشئ في الفراغات الهوائية زيادة كبيرة إلى درجة أن جزءاً كبيراً من جهد الدمك يستنفد للتغلب على هذا الضغط فينتج أكبر كثافة جافة وأقل نسبة مسام .

وعندما تزيد الرطوبة عن أقصى محتوى فإن الجزء الأكبر من جهد الدمك يستنفد للتغلب على الزيادة في ضغط الهواء المحبوس والذي يبدو أنه أكبر من الضغط في حالة نسبة الرطوبة القصوى مما ينتج انخفاض في نسبة الهواء المحبوس أما الجزء المتبقى من جهد الدمك فإنه يفشل حتى في التغلب على مقاومة الاحتكاك الصغيرة بين الحبيبات مما ينتج عنه زيادة في نسبة المسام وبالتالي انخفاض في الكثافة الجافة وتستمر هذه العملية مع زيادة الرطوبة إلى أن تصل إلى رطوبة تكون عندها نسبة الفراغات الهوائية أقل ما يمكن .

وإذا زادت الرطوبة عن هذا الحد فإن الهواء المحبوس يكون أكبر من جهد الدمك الذي يفشل في ضغط الهواء المحبوس أو التغلب على الاحتكاك بين الحبيبات . وعلى هذا تكون النتيجة انخفاض في كثافة التربة الجافة وزيادة في المسام ونسبة الفراغات الهوائية .

ومما سبق يمكن استنتاج أن الضغط المتوالد في الفراغات الهوائية خلال عملية الدمك هو الذي يلعب دوراً كبيراً في تشكيل منحني الدمك على شكله المعروف .

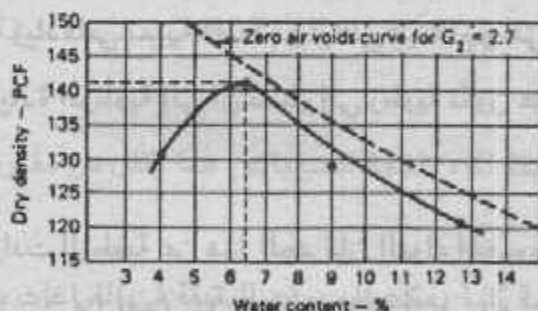
وبين شكل (٨-٦) نتائج اختبار الدمك وكيفية إجراء الحسابات وتوقيع النتائج .

Compaction Test Data Sheet

Compaction method

- 1 - 1/30 cu. ft. mold, 5- 1/2 lb hammer, 12" drop, 3 layers @ 25 blows/layer
- 2 - .075 cu. ft. mold, 5- 1/2 lb hammer, 12" drop, 3 layers @ 56 blows/layer
- 3 - 1/30 cu. ft. mold, 10 lb hammer, 18" drop, 5 layers @ 25 blows/layer
- 4 - .075 cu. ft. mold, 10 lb hammer, 18" drop, 5 layers @ 56 blows/layer

Trial	1	2	3	4	5	6	7
Wet density determinations							
Weight of mold and wet soil	13.84	14.30	14.00	13.89			
Weight of mold	9.32	9.32	9.32	9.32			
Weight of wet soil (W_p)	4.52	4.98	4.68	4.57			
Wet density	135.6	149.4	140.4	137.1			
Moisture determinations							
Cup identification	B-1	B-2	B-3	B-4			
Weight of cup plus wet soil	39.10	55.30	66.60	75.48			
Weight of cup plus dry soil	38.15	52.81	62.28	68.53			
Weight of cup	15.10	14.21	14.43	14.33			
Weight of dry soil	23.05	38.60	47.85	54.20			
Weight of water	0.95	2.49	4.32	8.95			
Water content - %	4.0	6.5	9.0	12.8			
Dry density - PCF	130.3	140.3	129.0	121.5			



Soil classification:

Silty sand

Soil sample from:

Job 152-70
TP 2 @ 3'

$T_{max} = 140.5$ pcf

$w_{opt} = 6\% - 6\frac{1}{2}\%$

شكل (٦-٨) نتائج وحسابات اختبار الدمك

العوامل المؤثرة على الدمك :

١ - المحتوى المائي :

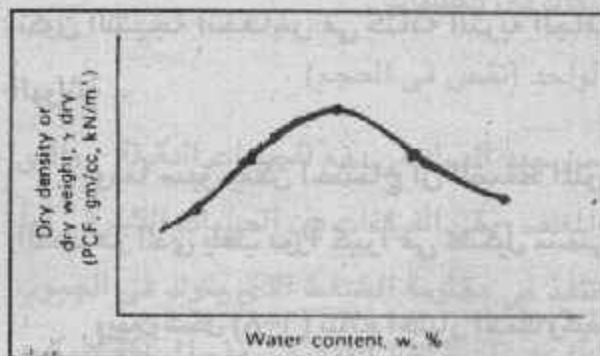
تزيد الكثافة الجافة بزيادة

المحتوى المائي إلى أن تصل التربة

بمحتواها المائي إلى القيمة القصوى

OMC ثم بعدها تتناقص الكثافة

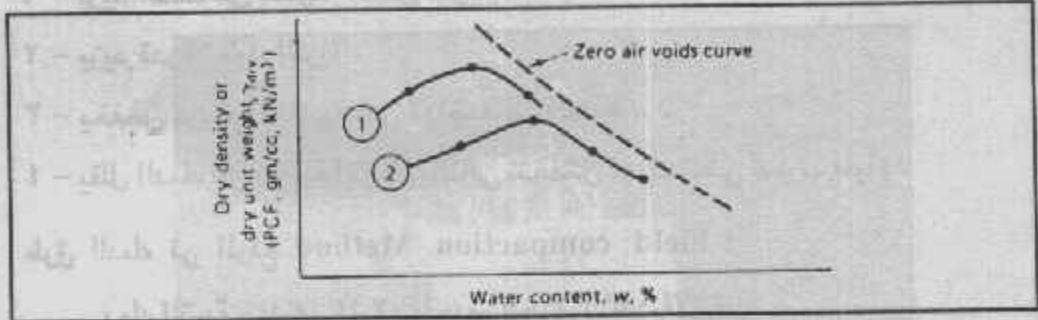
الجافة بزيادة المحتوى المائي .



شكل (٧-٨) تأثير المحتوى المائي على الكثافة

٢ - كمية الدمك :

لكل تربة نوع معين مناسب لها من الدمك ، وزيادة طاقة الدمك تزيد من قيمة الكثافة الجافة القصوى ويخفض المحتوى المائي الأمثل OMC . وعمامة فإن زيادة جهد الدمك أو طاقة الدمك تجعل منحنى العلاقة $\gamma_d - w$ يتحرك شمالا لأعلى .



Effect of compaction procedure on dry density. Curve 1 represents results from method using heavier compaction hammer and greater compaction energy than used to obtain curve 2.

شكل (٨-٨) تأثير كمية الدمك

٣ - نوع التربة :

الكثافة الجافة القصوى تتعمد على نوع التربة . والتربة ذات الحبيبات الخشنة المتدرجة يكون لها كثافة جافة قصوى أكبر من تلك التربة ذات الحبيبات الناعمة . والطين له أقل كثافة قصوى كما يلي :

Type of Soil	γ_d max	OMC
heavy clay	15.2 KN/m ³	28
Silty clay	16.3 KN/m ³	21
Sandy clay	18.0 KN/m ³	14
Sand	19.0 KN/m ³	11
Gravel, Sand & clay	20.3 KN/m ³	9

٤ - طريقة الدمك :

طريقة الدمك تؤثر على قيم الدمك (OMC, γ_d max) وتشمل طريقة الدمك سواء العملية أو الحقلية على وزن المطارق وكيفية الدمك (ديناميكي أو ستاتيكي ، عجن أو هرس) وزمن الدمك والمساحة المعرضة للدمك .

٥ - الإضافات :

توجد بعض الإضافات يمكن استخدامها لتحسين صفات الدمك .

تأثير الدمك على خواص التربة :

- ١ - يزيد الدمك من مقاومة القص للتربة .
- ٢ - يزيد قدرة تحمل التربة .
- ٣ - يخفض من قدرة التربة على الانضغاط والهبوط .
- ٤ - يقلل الدمك من نفاذية التربة وبالتالي تتخفض قدرتها على تسرب المياه .

طرق الدمك في الموقع Field compaction Method :

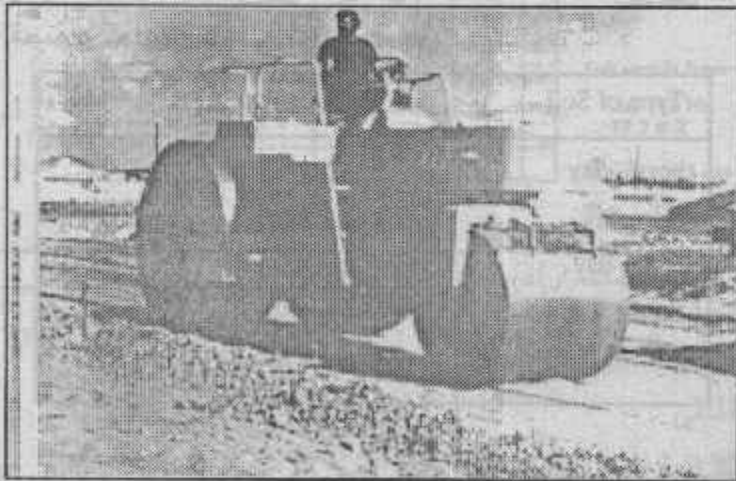
دمك التربة ينفذ في الموقع بإحدى الطرق الثلاث الآتية :

(١) الدمك بالهراسات Compaction by rollers :

يوجد من آلات الهرس عدة أنواع :

- هراسات العجل الناعم Smooth-wheel rollers :

وهي المعروفة بهراسات العجلات الثلاث ويوجد منها أوزان مختلفة شكل (٨-٨) .



Smooth-drum roller compacting a base course for a roadway. (Courtesy of Galion Division of Dresser Industries, Inc.)

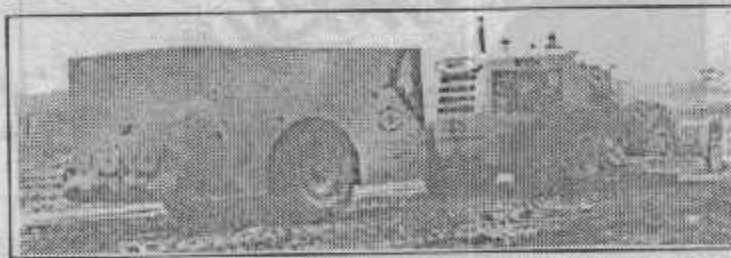
شكل (٨-٨) هراسات العجل الناعم

- الهراسات ذات الإطارات المنفوخة تحت ضغط Pneumatic Tyred Rollers :
وهي هراسات تتركب من عدد من العجلات الصغيرة ذات الإطارات المنفوخة
ويزن الثقيل منها حوالي ٢٠٠ طن . ويتوقف عدد مرور هذه الهراسات والضغط الذي
تحده على التربة على درجة الدمك المطلوبة وسك التربة. شكل (٨-٩) وشكل (٨-١٠).



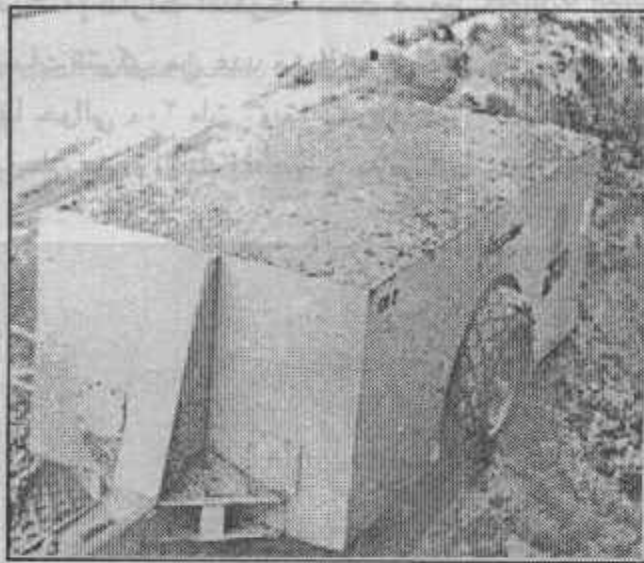
Pneumatic roller being used to compact sand base for a highway. (Courtesy of Galion Division of Dresser Industries, Inc.)

شكل (٨-٩) الهراسات ذات الإطارات المنفوخة



Fifty-ton pneumatic tire compactor showing soil-filled weight box.

شكل (٨-١٠) الهراسات ذات الإطارات وصندوق الردم



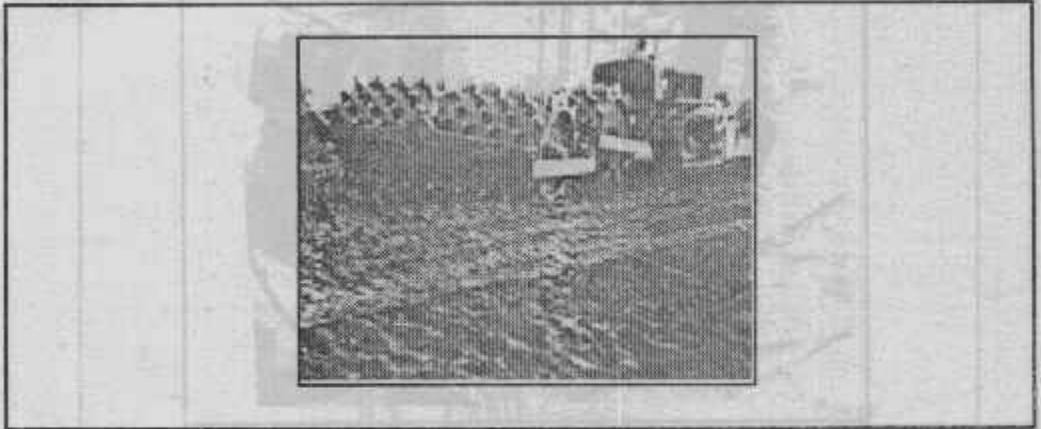
تابع شكل (٨-١٠) الهراسات ذات الإطارات وصندوق الردم



شكل (٨-١١) هراسات

- هرسات قدم الغنم Sheep's foot Roller :

وهي تتركب من اسطوانات صلب مفرغة ذات أقدام منشورية موزعة على سطح الاسطوانات . ويمكن تغيير وزن الاسطوانات عن طريق ملئها بالمياه . شكل (٨-١١) .



Closeup of projecting feet on a sheep's-foot roller.

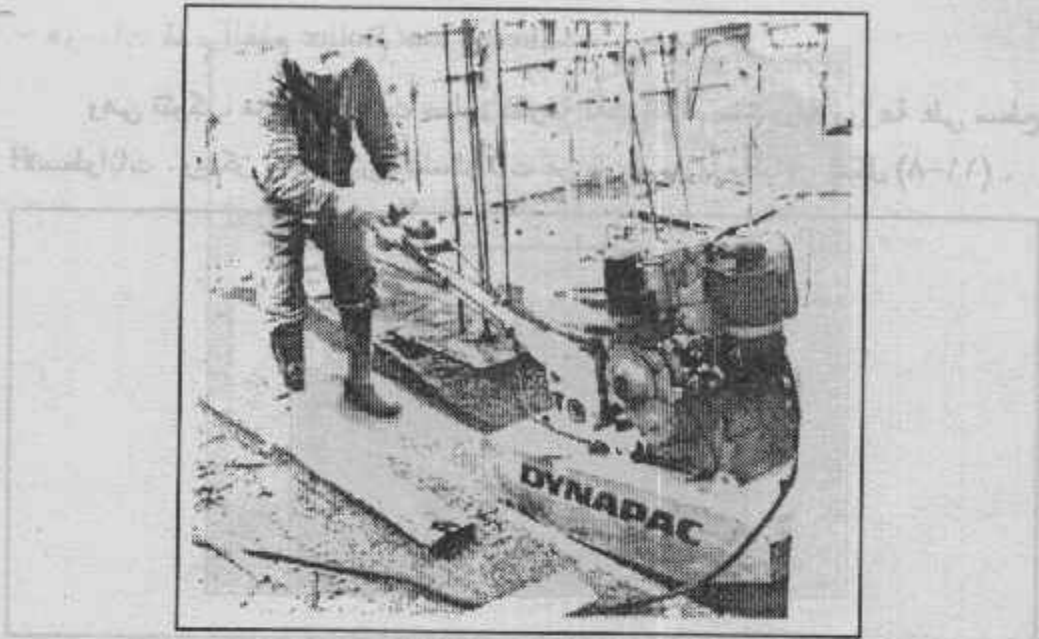
تابع شكل (٨-١١) هرسات أقدام الغنم

(ب) الدمك بالمطارق Compaction by rammers :

يتم الدمك عن طريق الدق بمطارق . ويتراوح وزن المطرقة من ٣٠ إلى ١٥٠ كجم ومنها ما يصل وزنه إلى ١ طن .

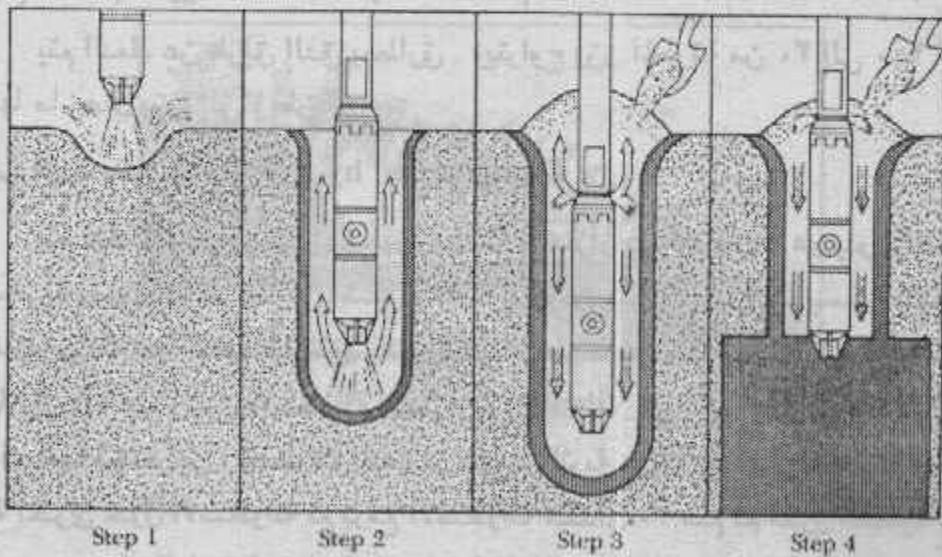
(ج) الدمك بالهز Compaction by vibration :

يتم دمك التربة باستخدام أجهزة محدثة للاهتزازات . ومنها ما هو يدوي للأعمال الصغيرة ومنها ما هو ضخم . شكل (٨-١٢) . ومن هذه الأجهزة ما يسمى بالتعويم الاهتزازي Vibroflotation والذي يحتوى على اسطوانة اهتزازية طولها ٢ متراً وقطرها الخارجى ٤٣ سم وتنزل الاسطوانة الاهتزازية Vibroflot فى التربة عن طريق دفع المياه من أسفلها ثم تعرض الاسطوانة للاهتزاز فتدمك التربة حولها وعندما يتم الدمك تضاف تربة أخرى حول الاسطوانة ثم ترفع الاسطوانة مقدار ٣٠ سم ثم تكرر العملية مرة أخرى . وبهذه الطريقة يتم دمك اسطوانة من التربة بقطر من ٢٠٥ إلى ٣ متراً . ويستخدم هذا النوع لدمك أعماق تصل إلى ٩ متراً . شكل (٨-١٣) . كما يبين شكل (٨-١٤) تفاصيل انجاز عملية الدمك بهذا النوع .



Hand-manuevered vibratory compactor for working close to structures. (Courtesy of Dynapak, Stanhope, New Jersey)

شكل (٨-١٢) الدمك بالهز



Vibroflotation equipment and process. (Courtesy of Vibroflotation Foundation Co., Pittsburgh, Pennsylvania)

شكل (٨-١٣) الدمك بالتعويم الاهتزازي

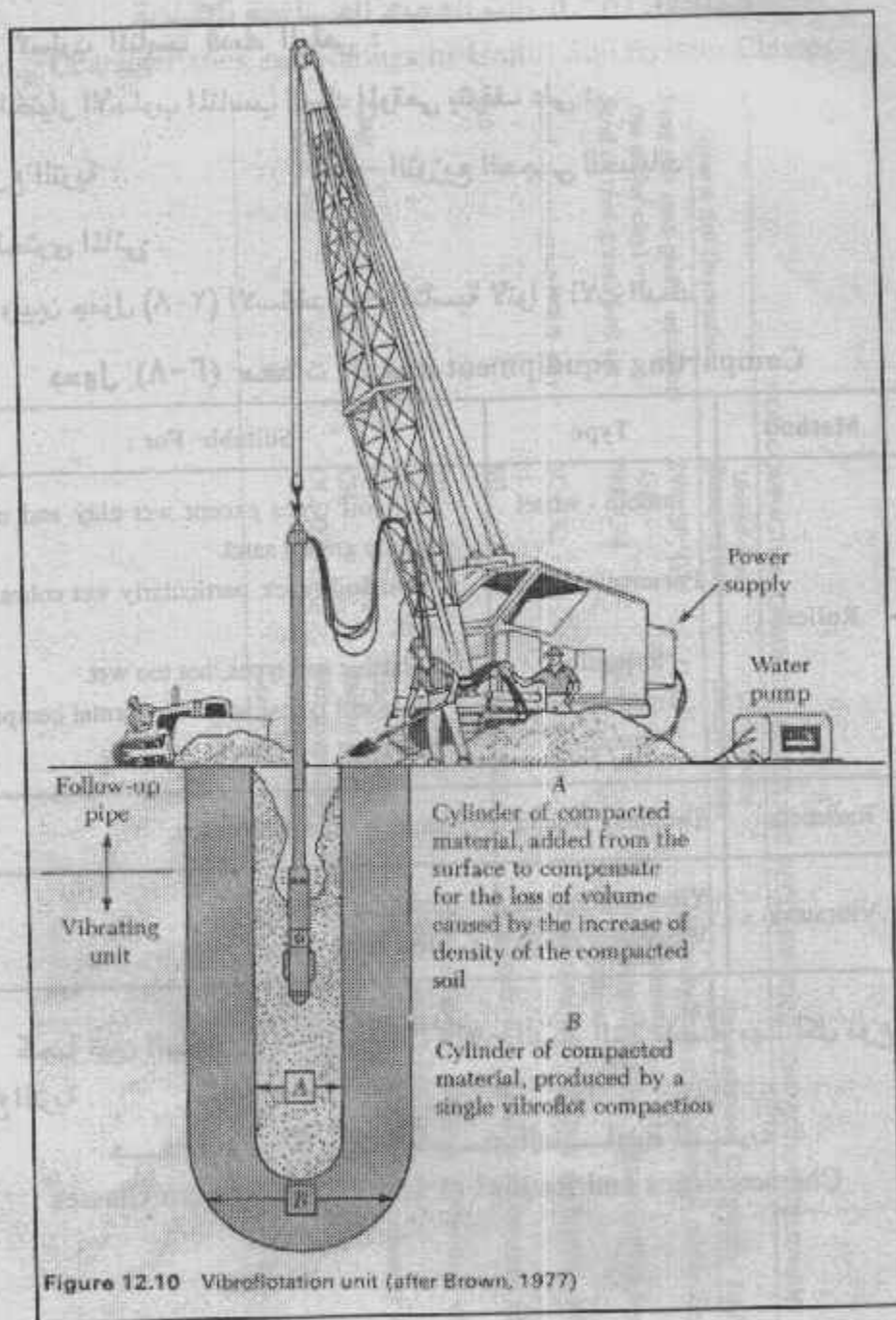


Figure 12.10 Vibroflotation unit (after Brown, 1977)

Details of vibroflotation: at the location to be compacted the vibroflot is jetted into the soil. The compaction sequence has four basic steps, as shown. (Courtesy of Vibroflotation Foundation Co., Pittsburg, Pennsylvania).

شكل (٨-١٤) الدمك بالتعويم الاهتزازي

اختيار الاسلوب المناسب للدمك الموقعى :

اختيار الأسلوب المناسب للدمك الموقعى يتوقف على :

١ - نوع التربة .

٢ - التوزيع الحجمى للحبيبات .

٣ - المحتوى المائى .

ويبين جدول (٢-٨) الاستخدامات المناسبة لأنواع آلات الدمك .

جدول (٢-٨) معدات الدمك Compacting equipment

Method	Type	Suitable For :
Rollers	smooth - wheel	- All soil types except wet clay and uniformly graded sand.
	Pneumatic - tired	- Most soil types, particularly wet cohesive soil.
	Sheepsfoot Track - laying tractors.	- Cohesive soil types, not too wet. - Most soil types, when no normal compaction plant is available.
Rammers	Dropping weight	- small gobs, e. g. trenches.
Vibrators	Vibrating rollers Vibrating plants	Granular soils Most soil types.

كما تبين الجداول (٢-٨) ، (٤-٨) آلات الدمك التى ينصح بها لكل نوع من

أنواع التربة .

جدول (٣-٨) آلات الدمك المناسبة للتربة

Characteristics and Ratings of Unifid Soil Sysyem Classes

جدول (٨-٣) آلات الدمك المناسبة للتربة

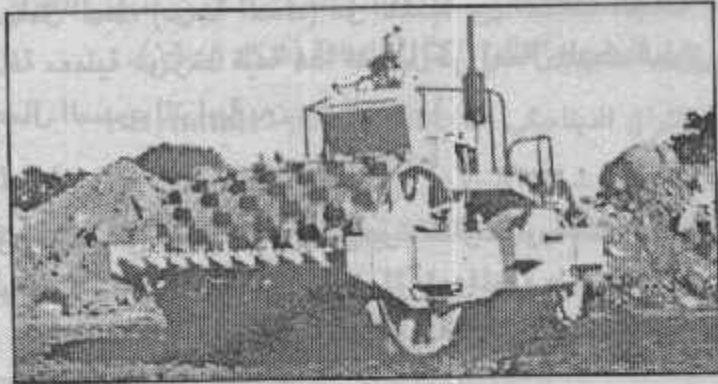
Characteristics and Ratings of Unifid Soil System Classes

SOIL COMPACTION CHARACTERISTICS AND RECOMMENDED COMPACTION EQUIPMENT			
General Soil Description	Unified Soil Classification	Compaction Characteristics	Recommended Compaction Equipment
Sand and sand-gravel mixtures (no silt or clay)	SW, SP, GW GP	Good	Vibratory drum roller, vibratory rubber-tire, pneumatic-tire equipment
Sand or sand-gravel with silt	SM, GM	Good	Vibratory drum roller, vibratory rubber-tire, pneumatic-tire equipment
Sand or sand-gravel with clay	SC, GC	Good to fair	Pneumatic-tire, vibratory rubber-tire, vibratory sheep's-foot
Silt	ML	Good to poor	Pneumatic-tire, vibratory rubber-tire, vibratory sheep's-foot
	MH	Fair to poor	Pneumatic-tire, vibratory rubber-tire, vibratory sheep's-foot, sheep's-foot-type
Clay	CL, CH	Good to fair	Pneumatic-tire, sheep's-foot, vibratory sheep's-foot and rubber-tire
Organic soil	OL, OH, PT	Not recommended for structural earth fill	

جدول (٨-٤) آلات الدك المناسبة لأنواع التربة

Coil Compaction Characteristics and Recommended compaction Equipment

Class	Compaction Characteristics	Maximum-Standard Proctor		Compressibility and Expansion	Drainage and Permeability
		Dry Density (tons/m ³)	Unit Weight (lb/ft ³)		
GW	Good: tractor, rubber-tired, steel wheel, or vibratory roller	2.00-2.16	125-135	Almost none	Good drainage, pervious
GP	Good: tractor, rubber-tired, steel wheel, or vibratory roller	1.84-2.00	115-125	Almost none	Good drainage, pervious
GM	Good: rubber-tired or light sheepsfoot roller	1.92-2.16	120-135	Slight	Poor drainage, semipervious
GC	Good to fair: rubber-tired or sheepsfoot roller	1.84-2.08	115-130	Slight	Poor drainage, impervious
SW	Good: tractor, rubber-tired or vibratory roller	1.76-2.08	110-130	Almost none	Good drainage, pervious
SP	Good: tractor, rubber-tired or vibratory roller	1.60-1.92	100-120	Almost none	Good drainage, pervious
SM	Good: rubber-tired or sheepsfoot roller	1.76-2.00	110-125	Slight	Poor drainage, impervious
SC	Good to fair: rubber-tired or sheepsfoot roller	1.68-2.00	105-125	Slight to medium	Poor drainage, impervious
ML	Good to poor: rubber-tired or sheepsfoot roller	1.52-1.92	95-120	Slight to medium	Poor drainage, impervious
CL	Good to fair: sheepsfoot or rubber-tired roller	1.52-1.92	95-120	Medium	No drainage, impervious
OL	Fair to poor: sheepsfoot or rubber-tired roller	1.28-1.60	80-100	Medium to high	Poor drainage, impervious
MH	Fair to poor: sheepsfoot or rubber-tired roller	1.20-1.60	75-100	High	Poor drainage, impervious
CH	Fair to poor: sheepsfoot roller	1.28-1.68	80-105	Very high	No drainage, impervious
OH	Fair to poor: sheepsfoot roller	1.12-1.60	70-100	High	No drainage, impervious
Pt	Not suitable			Very high	Fair to poor drainage



Vibratory compactor with pads on drum, used where soil has cohesion. (Courtesy of Dynapak, Stanhope, New Jersey).

شكل (٨-١٥) دمك التربة المتماسكة

تنظيم عملية الدمك والحكم عليها : Control of Compaction

تنظيم عملية الدمك والحكم عليها يتطلب تحديد نوع تربة الدمك (إذا كانت ردماً مثلاً) وسمك طبقة الردم وطريقة الدمك وكميته ونتائج اختبارات الدمك المعملية لنفس تربة الدمك . وتنظيم عملية الدمك يتمثل في :

- (أ) باختيار نوع مادة الردم وزيادة أو انقاص المحتوى المائى للحصول على أفضل دمك .
- (ب) اختيار طريقة الدمك الاقتصادية .

وينفذ الحكم على الدمك بإحدى الطرق الآتية :

١ - اختبارات الكثافة :

يجب التعرف على التربة المراد دمكها وذلك بإجراء الاختبارات المعملية عليها لتعيين المحتوى المائى ، الكثافة ، درجة التشبع ، المحتوى المائى الأمثل ، الكثافة الجافة القصوى . وللحكم على عملية الدمك فإنه وبعد تنفيذ الدمك تعين الكثافة الموقعية لتربة الدمك بإحدى الطرق المعروفة ، وبمقارنة قيمة الكثافة الموقعية بأقصى كثافة جافة معملية يتم التعرف على درجة الدمك ودرجة الدمك أو معامل الدمك I_{comp} يعرف مما يلى :

$$I_{comp} = \frac{\gamma_d (in - situ)}{\gamma_d (max)}$$

I_{comp} = Index of compaction

$\gamma_d(max)$ = Maximum dry density

معامل الدمك

أقصى كثافة جافة

$\gamma_d(\text{in-situ}) = \text{In-situ dry density}$

الكثافة الجافة الموقعية

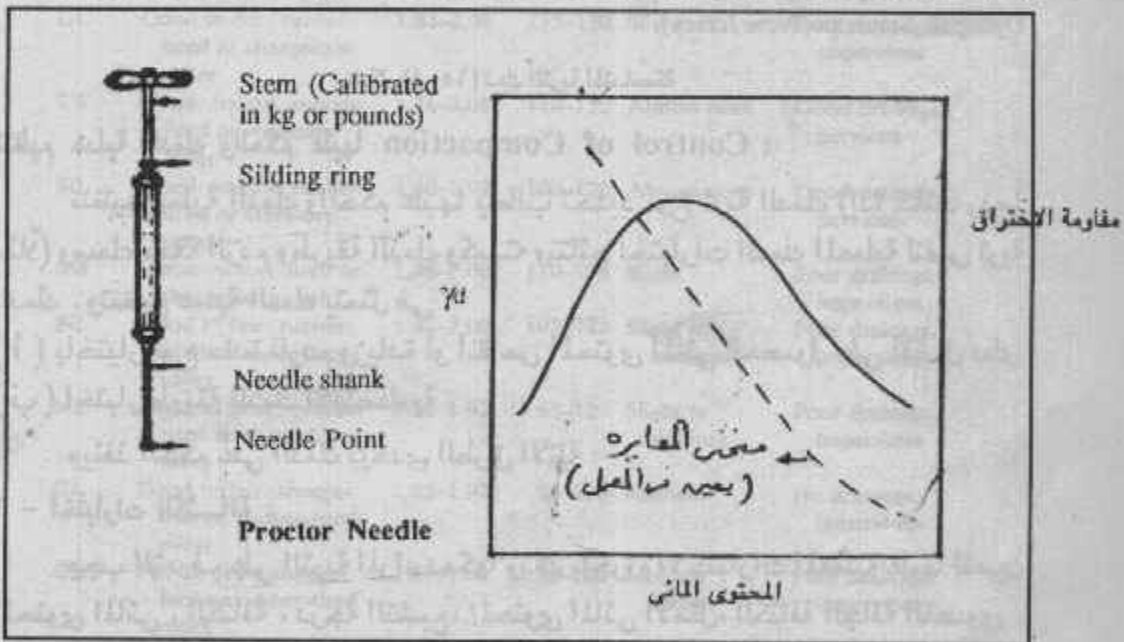
أى أن معامل الدمك (درجة الدمك) هو النسبة بين الكثافة الجافة الموقعية إلى أقصى كثافة جافة معملية ، وتؤخذ قيمة هذا المعامل فى أعمال الدمك للطرق بين ٩٠ إلى ١٠٠٪ ، وفى أعمال السدود الترايية بين ٨٥ إلى ١٠٠٪ .

٢ - اختبارات الاختراق :

ويتم بغرز قضيب فى التربة المدموكة ويعبر مقدار مقاومة التربة لاختراق القضيب عن درجة دمكها . ثم تقارن مقاومة الاختراق فى الموقع بنظيرتها فى المعمل عند محتويات مائية مختلفة ومنها يمكن تعيين المحتوى المائى المطلوب للموقع .

ويتم تنفيذ هذه الاختبارات كما يلى :

(١) ابرة بركتور Proctor needle :



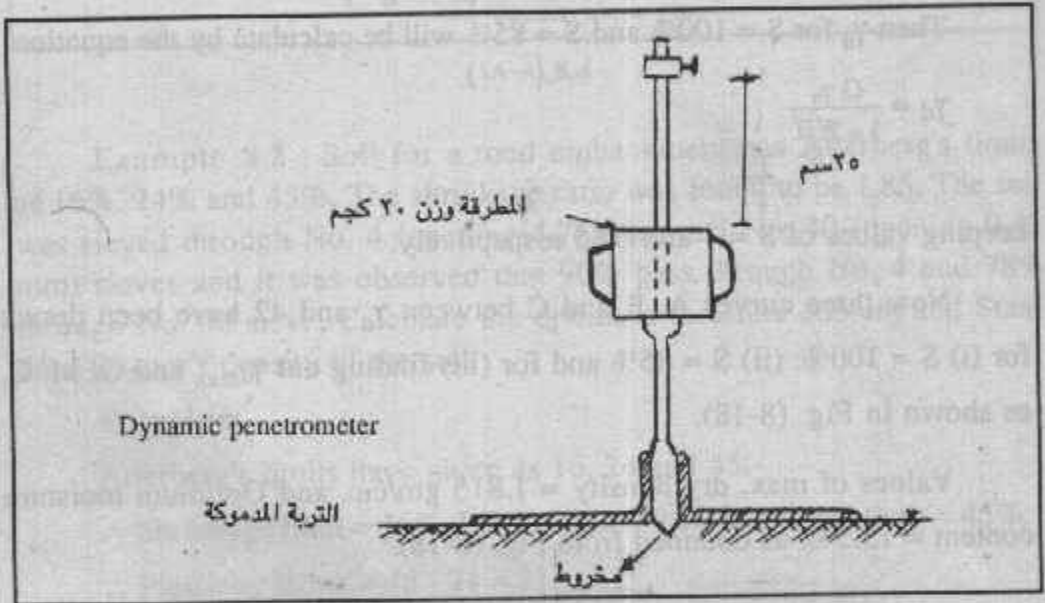
شكل (٨-١٦) ابرة بركتور

يتكون هذا الجهاز من ابرة طويلة ذات نهاية مبطة تدفع فى التربة بمقدار ٧.٥ سم بمعدل ١.٢٥ سم/ثانية بواسطة لواب spring والجهاز مدرج بحيث يعطى تدريجه القوة المؤثرة على الإبرة . ويجب رسم منحنى معايرة للعلاقة بين مقاومة الاختراق (قراءات الابرة) والمحتوى المائى ويتم ذلك بغرز الابرة فى قالب الدمك أثناء تجربة الدمك

المعملية ، ولتعيين نسبة الرطوبة (المحتوى المائى) فى الموقع يدفع الجهاز فى التربة عقب انتهاء عملية الدمك مباشرة وتسجل قراءة الجهاز . ومن منحنى المعايرة يمكن تعيين المحتوى المائى فى الموقع وبالتالي الكثافة الجافة (شكل ٨-١٦).

(ب) جهاز الاختراق الديناميكي Dynamic penetrometer :

الجهاز مبين فى شكل (٨-١٧) وبه يتم حساب عدد الدقات اللازمة لغرز مخروط قطره ٥ سم بمقدار ١٠ سم بواسطة كتلة وزنها ٢٠ كجم تسقط من ارتفاع ٢٥ سم . وعدد الدقات القياسية يجب أن يعين لكل نوع من أنواع التربة المعروفة لتستخدم فى المقارنة عند تنفيذ هذا الاختبار فى الموقع لتعيين I_{comp} .



شكل (٨-١٧) جهاز الاختراق الديناميكي

(ج) اختبارات التحكم النووية Nuclear control test :

حدث تطور كبير فى الاختبارات النووية لتعيين القياسات الموقعية للمحتوى المائى والكثافة . وتستخدم هذه الاختبارات بتوسع فى التحكم فى دمك جميع أنواع التربة .

Example 8-1 : The following observations were noted during Proctor's compaction test with a soil .

Moisture Content, %	9.6	11.0	12.5	14.0	16.0	18.0	19.5
Wet density gm/c.c.	1.8	1.90	1.96	2.045	2.1	2.5	2.01

Specific gravity of soil grains is 2.6. Find out the maximum dry density and optimum moisture content for the soil. Plot the zero air void curve and 85% saturation curve also .

Solution :

First γ_d for each moisture content will be calculated by the equation,

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$$

Then γ_d for $S = 100\%$ and $S = 85\%$ will be calculate by the equation,

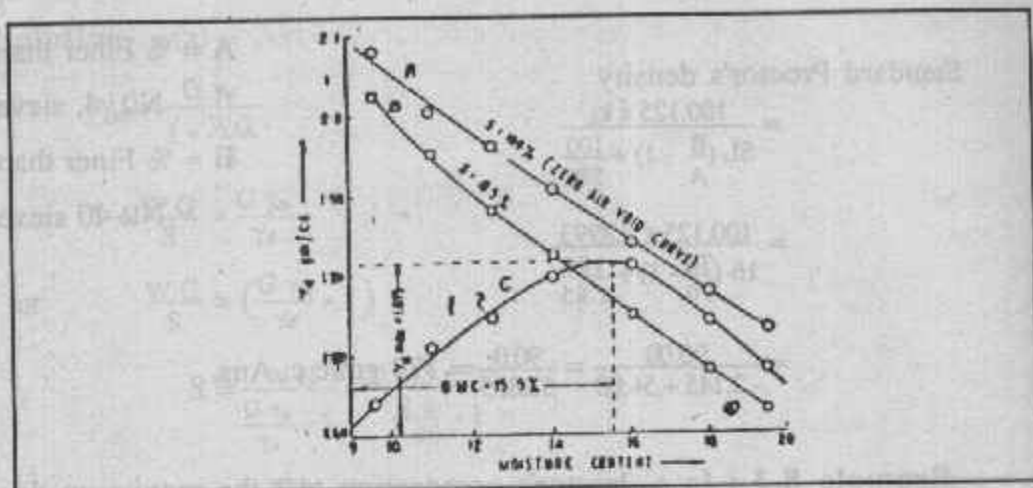
$$\gamma_d = \frac{G \gamma_w}{1 + \frac{WG}{S}}$$

keeping values of $S = 1$ and 0.85 respectively.

Now three curves A, B and C between γ_d and 42 have been drawn for (i) $S = 100\%$, (ii) $S = 85\%$ and for (iii) finding out γ_{dmax} and O. M. C. as shown in Fig. (8-18).

Values of max. dry density = 1.815 gm/c.c. and Optimum moisture content = 15.5%. as obtained from Fig. (8-18).

Moisture content in %	9.6	11.0	12.5	14.0	16.0	18.0	19.5
Dry density γ_d (gm/c.c.)	1.64	1.71	1.745	1.795	1.81	1.74	1.68
γ_d for $S = 100\%$.	2.08	2.02	1.96	1.905	1.838	1.775	1.73
γ_d for $S = 85\%$.	2.025	1.95	1.88	1.825	1.750	1.68	1.63



(1A-1)K.A.

Example 8.2 : Soil for a road embankment has Atterberg's limits as 16%, 24% and 45%. The shrinkage ratio was found to be 1.85. The soil was sieved through No. 4 (opening 4.76 mm) and No. 40 (opening 0.42 mm) sieves and it was observed that 90% pass through No. 4 and 78% through No. 40 sieve. Calculate the optimum moisture content and Standard Proctor's density of the soil.

Solution.

Atterberg's limits have given as 16, 24 and 45.

∴ Shrinkage limit = 16%, Plastic limit = 24% and liquid limit = 45%.

∴ Plasticity index = 45 - 24 = 21.

$$k_1 = \frac{104.0 - 0.67 \text{ PI}}{100}$$

$$= \frac{104.0 - 0.96 \times 21}{100} = 0.8993$$

$$k_2 = 0.33 \text{ PI} - 4.0$$

$$= 0.33 \times 21 - 4.0 = 2.93.$$

$$\text{O.M.C.} = \text{SL} \times \frac{B}{A} k_2 = 16 \times \frac{78}{90} + 2.93$$

$$= 13.88 + 2.93 = 16.81\%.$$

Standard Proctor's density

$$= \frac{100.125 \times k_1}{SL \left(\frac{B}{A} - 1 \right) + \frac{100}{SR}}$$

$$= \frac{100.125 \times 0.8993}{16 \left(\frac{78}{90} - 1 \right) + \frac{100}{1.85}}$$

$$= \frac{90.00}{-2.145 + 54.00} = \frac{90.0}{51.855} = 174 \text{ gm/c.c. Ans.}$$

A = % Finer than

N_o 4. sieve

B = % Finer than

N_o 40 sieve

Example 8-3 : In a Proctor's compaction test the maximum dry density was found to be 1.8 gm/c.c. and O.M.C. 15.2%. If the specific gravity of the soil grains is 2.65, calculate degree of saturation and void ratio and the maximum dry density.

Solution .

$$e = \frac{G \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

Putting numerical values in the above equation.

$$e = \frac{65 \times 1}{1.8} - 1 = 1.47 - 1 = 0.47.$$

$$\therefore Se = w. G.$$

$$\therefore S = \frac{w. G}{e} = \frac{0.125 \times 2.65}{0.47} \\ = 0.857 = 85.7 \%. \quad \text{Ans.}$$

Example 8-4 : From Proctor's compaction test the dry maximum density of a soil was found to be 1.75 and O.M.C. 14.5%. The specific gravity of the soil grains was 2.6.

(a) Find out the degree of saturation and percentage air voids at the optimum state.

(b) A specimen 10 cm. in dia 20 cm in height is to be prepared for triaxial test with the same soil by static compaction to correspond to the optimum state. Find out the weights of oven dried soil and water required for the specimen.

Solution. (a)

$$\gamma_d = \frac{G \gamma_w}{1 + \frac{WG}{S}}$$

$$\therefore 1 + \frac{WG}{S} = \frac{G \gamma_w}{\gamma_d}$$

$$\text{or } \frac{WG}{S} = \left(\frac{G \gamma_w}{\gamma_d} - 1 \right)$$

$$\therefore S = \frac{WG}{\frac{G \gamma_w}{\gamma_d} - 1} = \frac{0.145 \times 2.6}{\frac{2.6}{1.75} - 1}$$

$$= \frac{0.377}{0.485} = 0.777 = 77.7\%$$

Percentage of air void

$$= 1 - \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_w} \left(\frac{1+G}{G} \right) \right]$$

$$= 1 - \left[\frac{1.75}{1} \left(\frac{1 + 0.144 \times 2.6}{2.6} \right) \right]$$

$$= 1 - \frac{1.75 \times 1.377}{2.6}$$

$$= 1 - 0.926 = 0.074 = 7.4\%$$

(b) Volume of the specimen.

$$= \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times 20 = 1570 \text{ c.c.}$$

$$\therefore \gamma_d = 1.75 \text{ gm/c.c.}$$

\(\therefore\) wt. of dry soil required

$$= 1570 \times 1.75 = 2770 \text{ gm.}$$

Since O.M.C. = 14.5%

\(\therefore\) Wt. of water required

$$= \frac{2770 \times 14.5}{100}$$

$$= 400 \text{ gm. Ans.}$$

Example 8-5 : During a compaction test, a soil attains a maximum dry density of 1.86 g/cm³ at a water content of 15%. The specific gravity

of soil is 2.70. Determine the degree of saturation, air content and percentage air voids at the maximum dry density. What would be the theoretical maximum dry density corresponding to zero air voids at the optimum water content.

Solution :

$$\gamma_{dry} = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w$$

$$1.86 = \frac{2.7}{1+e} \quad (1)$$

$$1+e = 1.45 \quad \therefore e = 0.45$$

$$W_c = \frac{e \cdot S_r}{G_s}$$

$$S_r = \frac{0.15 \times 2.7}{0.45} = 90\%$$

$$a_c = 1 - S_r = 10\%$$

$$\gamma_{dry} = \frac{(1 - n_a) G_r}{G_s \gamma_w}$$

$$= \frac{(1 + 0.15 \times 2.7)}{2.7 \times 1} \times 1.86 = 0.968$$

$$n_a = 0.032 = 3.2\%$$

when $n_a = 0$, $S_r = 1$, the theoretical dry density :

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + W_c G_s}$$

$$= \frac{2.7}{1 + 0.15 \times 2.7} \times 1.92 \text{ g/m}^2$$

Example 8-6 : The following table given standard compaction test results :

- 1 - Plot the wet density, and the dry density curves of this soil.
- 2 - Determine the maximum dry density and the optimum moisture content of this soil. Also, calculate the relative compaction if the field density (dry density) of the same soil has been attained at 118.6 lb/ft³.
- 3 - Plot the zero air voids (100% saturation).
- 4 - Draw the percent air content curves for 4%, 8%, 12%, and 16% air content.

TABLE COMPACTION TEST RESULTS ($G_s = 2.66$)

Moisture content w_c %	6.8	8.5	9.4	10.2	11.3	12.5	13.6
Wet density lb/ft ³	129.2	133.5	136.5	138.1	139.1	138.0	136.9
Dry density lb/ft ³	121.0	123.2	124.8	125.3	125.0	122.7	120.5

Solution :

1 - See Fig 8.

2 - From fig 8 :

$$\gamma_{d \text{ max}} = 125.4 \text{ lb/ft}^3$$

$$\text{O.M.C.} = 10.4 \%$$

$$\text{For } \gamma_d \text{ field} = 118.6 \text{ lb/ft}^3$$

$$\text{Relative compaction} = \frac{118.6}{125.4} = 94.5 \%$$

3 - The zero air void cum (100% saturation, $S_r = 1$) is calculated by the following equation for each given percent of moisture, Form $w = 7\%$ to $w = 14\%$.

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + \frac{G_s w}{S_r}} = \frac{2.66 \times 62.4}{1 + \frac{2.66 w}{100}} = \frac{165.58}{1 + 0.0266 w}$$

w_c %	7	8	9	10	11	12	13	14
γ_d lb/ft ³	140.5	136.8	134	131	128.4	125.9	123.5	121

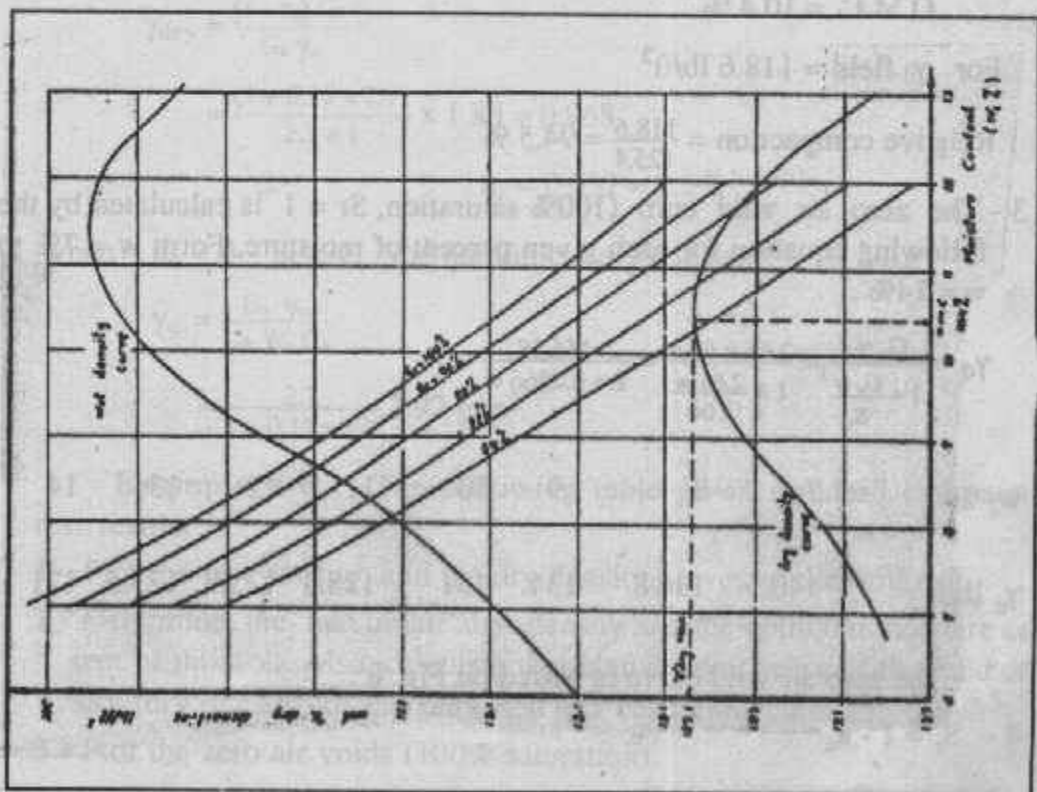
The zero air void curve is plotted on Fig. 8.

$$4 - S_r = 1 - a_c$$

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + \frac{G_s w}{100 S}} = \frac{165.98}{1 + \frac{0.0266 w}{S}}$$

Dry Density as a function of air voids " a_v " and degree of saturation.

	Dry Density γ_d [lb/ft ³]				
$a_v \rightarrow$	0	4	8	12	16
$S_r \rightarrow$	1.00	0.96	0.92	0.88	0.84
Moisture Content \downarrow					
7	140.5	139.0	138.1	137.1	136.0
8	136.8	136.0	134.8	133.5	132.5
9	134.0	133.2	132.0	130.5	129.5
10	131.0	130.1	129.0	127.5	126.3
11	123.4	127.2	126.0	124.5	123.2
12	125.9	124.5	123.5	122.0	120.5
13	123.5	121.8	120.5	119.0	117.6
14	121.0	119.7	118.0	116.5	115.0



شکل (۱۹-۸)

Example 8-7 : An embankment is to be compacted to a dry density of 1.84 g/cm^3 at a placement water content of 15%. The in situ bulk density and water content in the borrow pits are respectively 1.77 g/cm^3 and 8%. How Much excavation should be carried out in the borrow pits for each cubic metre of the embankment ?

Solution : $\gamma_d = \frac{\gamma_p \cdot s}{1 + W_c} = \frac{1.77}{1.08} = 1.64 \text{ g/cm}^3$

$$/m^3 \rightarrow 1.64 \text{ g/cm}^3$$

$$V \rightarrow 1.84 \text{ g/cm}^3$$

$$\therefore V = \frac{1.84}{1.64} = 1.12 \text{ m}^3$$

Example 8-8 : Determiné the degree of saturation and the percentage air voids of a soil samle at Proctor's maximum dry density of 1.89 g/cm^3 if the optimum water content is 13% and the specific gravity of soil is 2.71.

Solution :

$$\gamma_d \text{ max} = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w$$

$$1.89 = \frac{2.71}{1+e} \cdot 1$$

$$1+e = 1.43 \quad \therefore e = 0.43$$

$$w_c = \frac{e \cdot S_r}{G_s} \quad 0.13 = \frac{0.43 S_r}{2.71} \quad S_r = 81.5\%$$

$$\gamma_d = \frac{(1 - n_a) G_s}{1 + W_c G_s} \gamma_w$$

$$1 - n_a = \frac{1.89 (1 + .13 \times 2.91)}{2.71} = 0.94 \quad \therefore n_a = 1 - 0.34 = 6\%$$

Example 8-9 : In a compaction test, the porosity of the tested sample at optimum moisture content was found to be 40% & the degree of saturation to be 70%. Determine the optimum moisture content, the maximum dry density of the compacted soil & its water content at 100% saturation, if the specific gravity of the tested sample was 2.6 .

Solution :

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.4}{0.6} = 0.67$$

$$\gamma_d = \frac{G_s}{1+e} \quad \gamma_d = \frac{2.6}{1.67} = 1.55 \text{ g/cm}^3$$

$$w_c = \frac{e \cdot S_r}{G_s} = \frac{0.67 \times 0.7}{2.6} = 1.8\%$$

$$w_c \text{ (at } S_{rst}) = \frac{0.67}{2.6} = 25.8\%$$

Example 8-10 : In carrying a compaction test, it was found that when the soil contained its optimum moisture content, the weight of the wet compacted soil in the mould was (1569 gms), the voids ratio to be (0.667) and the degree of saturation (75%). Calculate the optimum moisture content of the maximum dry density of the soil. The specific gravity of the soil $G_s = 2.50$.

Solution :

$$V_d \text{ mould} = \frac{1}{30} \text{ ft}^3 = \frac{(30.5)^3}{30} = 950 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_{\text{soil}} = \frac{1569}{950} = 1.65 \text{ g/cm}^3$$

$$N_c = \frac{e \cdot S_r}{G_s} = \frac{0.667 \times 0.75}{2.5} = 20\%$$

$$\gamma_d \text{ (max)} = \frac{1.65}{1.2} = 1.38 \text{ g/cm}^3$$

Example 8-11 : In a compaction test, the following data were obtained;
 voids ratio at 100% saturation for a dry density equals the maximum dry density 0.832
 unit weight of wet compacted soil at 100% saturation 1.874 t/cm³
 Degree of saturation at optimum moisture content. 80%

It is required to :

- 1 - Draw the saturation curve of the soil sample.
- 2 - Determine the maximum dry density of the tested soil & Its optimum moisture content.
- 3 - If the same soil was compacted in other conditions & the following data were obtained, determine the new optimum moisture content & maximum dry density.

State how could these new values be attained.

Data :

Porosity at maximum dry density	53%
Degree of saturation at O. M. C.	80%

Solution :

$$\gamma_d = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w \quad 1 \dots W_c = \frac{e \cdot S_r}{G_s}$$

$$\therefore e = \frac{W_c \cdot G_s}{S_r} \quad \therefore \gamma_d = \frac{S_r}{1 + \frac{W_c \cdot G_s}{S_r}} \gamma_w$$

at $S_r = 100\%$

$N_C\%$	γ_{ary}
0	$= 2.59 \text{ g/cm}^2$
5	$\frac{2.59}{1 + 0.1295} = 2.29 \text{ g/cm}^2$
10	$\frac{2.59}{1.295} = 2.06 \text{ g/cm}^2$
15	$\frac{2.59}{1.3885} = 2.86 \text{ g/cm}^2$
20	$\frac{2.59}{1.518} = 2.71 \text{ g/cm}^2$

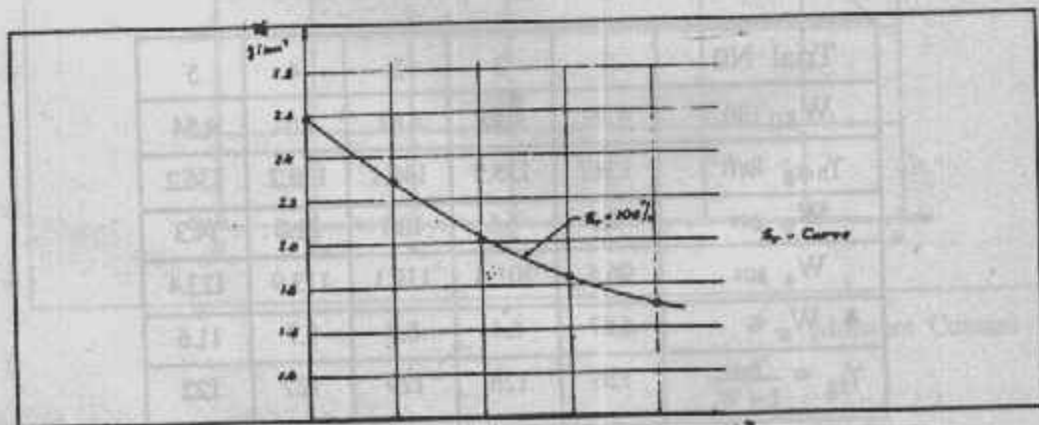
$$1.874 = \frac{G_s + 0.833}{1.832}$$

$$G_s + 0.832 = 3.42$$

$$G_s = 3.42 - 0.832 = 2.588 = 2.59$$

$$\gamma_{d \text{ max}} = \frac{G_s}{1+e} \gamma_w = \frac{2.59}{1.832} = 1.41 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{o. m. c.} = \frac{e \cdot S_r}{G_s} = \frac{0.832 \times 0.8}{2.59} = 0.257$$



$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0.35}{0.65} = 0.54$$

$$\gamma_d (\text{max.}) = \frac{G_s}{1+e} = \frac{2.59}{1.54} = 1.687 \text{ g/m}^3$$

$$\text{o. m. c.} = \frac{e \cdot S_r}{G_s} = \frac{0.54 \times 0.8}{2.59} = 0.167 = 16.7\%$$

Example 8-12 : The following data were obtained in a standard Proctor test on a silty sand :

Trial	1	2	3	4	5
Weight of moist soil in mould (lb)	4.39	4.53	4.67	4.64	4.54
Moist weight of sample for water content (g)	100.9	106.1	129.2	124.9	137.7
Dry wt of sample for water content	96.4	101.6	119.1	113.9	123.4

Plot the moisture-density curve, and determine the values of dry density (lb/ft^3) and optimum water content. On the assumption that $G_s = 2.64$, calculate the values for % saturation curve for this sample.

Solution :

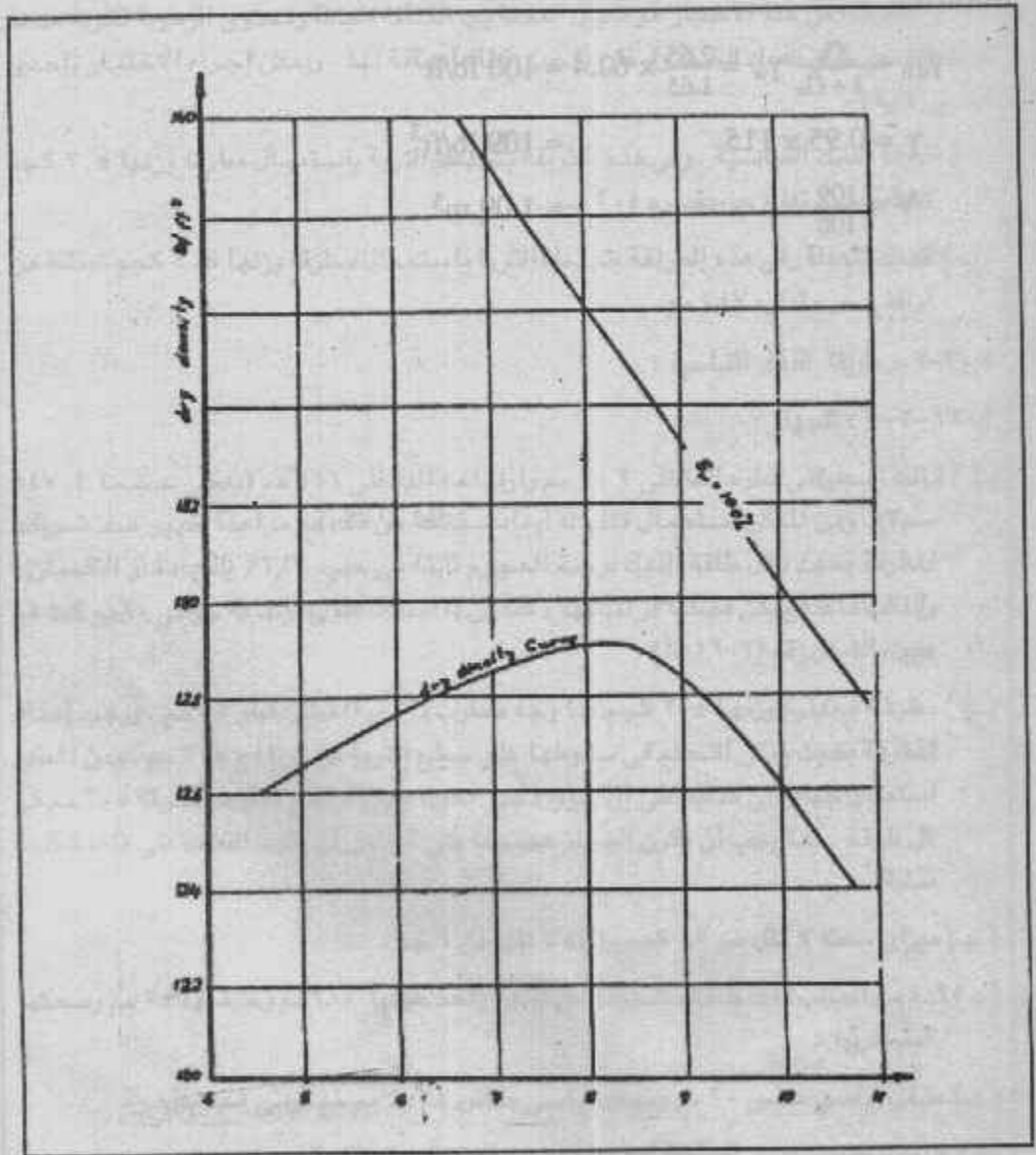
$$V_{\text{mould}} = \frac{1}{30} \text{ ft}^3$$

$$W = \frac{W_w}{W_s}, \quad \gamma_{\text{bulk}} = \frac{W_{\text{soil}}}{V_{\text{soil}}}$$

Trial No	1	2	3	4	5
W_{Sil} (lb)	4.39	4.53	4.67	4.64	4.54
γ_{bulg} lb/ft^2	1317	135.9	140.1	139.2	136.2
W_w gos	4.5	6.5	10.1	11.0	14.3
W_s gos	96.4	101.6	119.1	113.9	123.4
W_e %	4.67	6.4	8.5	9.7	11.6
$\gamma_{\text{sg}} = \frac{\gamma_{\text{bulk}}}{1 + W_s}$	126	128	129	127	122

$$S_r = 100\% \quad \gamma_d = \frac{G_s}{1 + W_c G_s}$$

W_c	4	5	6	8	10	12
γ_{day}	4.9	4.55	14.29	136	1306	125.3



Moisture Content

Example 8-13 : Specifications for a proposed earth fill require that the soil be compacted to 95% standard Proctor compaction. Tests on a sandy borrow material adjacent to the project indicate a dry density of 115 lb/ft³ at 100% compaction. The borrow material in its natural condition has a void ratio of 0.65. The specific gravity of the solid matter is 2.65. How many cubic feet of borrow will be required to make 1 ft³ of fill ?

Solution :

$$\gamma_{dn} = \frac{G_s}{1 + G_n} \gamma_w = \frac{2.65}{1.65} \times 62.4 = 100 \text{ lb/ft}^3$$

$$\gamma = 0.95 \times 115 = 109 \text{ lb/ft}^3$$

$$V = \frac{109}{100} = 1.09 \text{ m}^3$$



الباب التاسع

تصلب التربة Consolidation of Soil

مقدمة :

تنقل المنشآت المقامة على التربة أحمالها إلى التربة أسفلها على شكل اجهادات ينتج عنها إعادة لترتيب حبيبات التربة بحيث تتقارب من بعضها أو تزاح من مكانها أى يحدث فى التربة «تشكل» ونتيجة لذلك يتحرك الأساس وبالتالي المنشأ لأسفل وهذا يمثل شكلاً من أشكال تشكل التربة .

انواع تشكيلات التربة Types of ground movements :

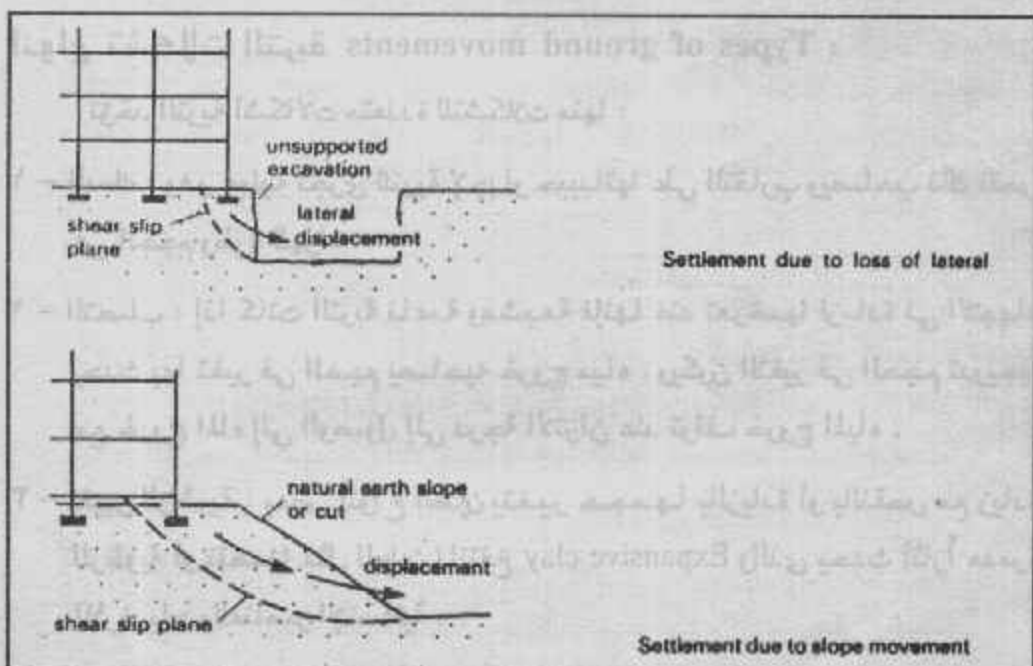
تؤخذ التربة أشكالاً متعددة للتشكلات منها :

- ١ - الدمك : وهو عملية تجرى للتربة لإجبار حبيباتها على التقارب ويصاحب ذلك نقص فى الحجم وطرده للهواء .
- ٢ - التصلب : إذا كانت التربة ناعمة ومشبعة فإنها عند تعرضها لزيادة فى الاجهاد يحدث بها تغير فى الحجم يصاحبه خروج مياه . ويكون التغير فى الحجم تدريجياً مع خروج الماء إلى الوصول إلى درجة الاتزان عند توقف خروج المياه .
- ٣ - تغير الرطوبة : بعض أنواع الطين يتغير حجمها بالزيادة أو بالنقص مع زيادة الرطوبة أو نقصها مثل الطين المنتفخ Expansive clay والذي يحدث أثراً مدمرة للأرضيات والعناصر الإنشائية .
- ٤ - تأثير المزروعات : يتأثر الطين العالى اللدونة بالمزروعات وخاصة جذور الأشجار . وقد يصل نصف قطر دائرة تأثير جذور الشجر إلى مقدار أكبر من ارتفاع الشجرة . ويجب إبعاد الزراعة والأشجار عن المباني بمقدار مرة ونصف ارتفاع الشجرة .
- ٥ - تأثير انخفاض مستوى المياه الجوفية : عند سحب المياه من بئر أو من أى حفر فإن مستوى المياه الجوفية سوف ينخفض التربة المحيطة مما يتسبب عن ذلك هبوط Settlement فى هذه التربة .

٦ - تأثير تغيرات درجة الحرارة : تؤثر درجات الحرارة عند تغيرها على التربة تأثيراً فعالاً ، وخاصة حينما تنخفض درجة الحرارة إلى درجة التجمد في التربة المشبعة بالماء .

٧ - تأثير التسرب والنحر : النحر هو إزالة جزء من التربة بواسطة المياه وهذا يحدث غالباً للتربة المعرضة لحركة المياه في البحار والمحيطات والترع والقنوات . كما أن التربة تتأثر أيضاً بتسرب المياه خلالها ويحدث أحياناً بها فوران Piping .

٨ - تأثير الحركة العرضية للدعامات : الحركة العرضية لإحدى دعائم المنشأ تسبب أضراراً بالغاً للمباني وقد تكون الحركة العرضية للدعامة support بسبب حفر بجانب المبنى أو قريب منه أو بسبب إنهار ميول قريبة منه . شكل (٩-١) .



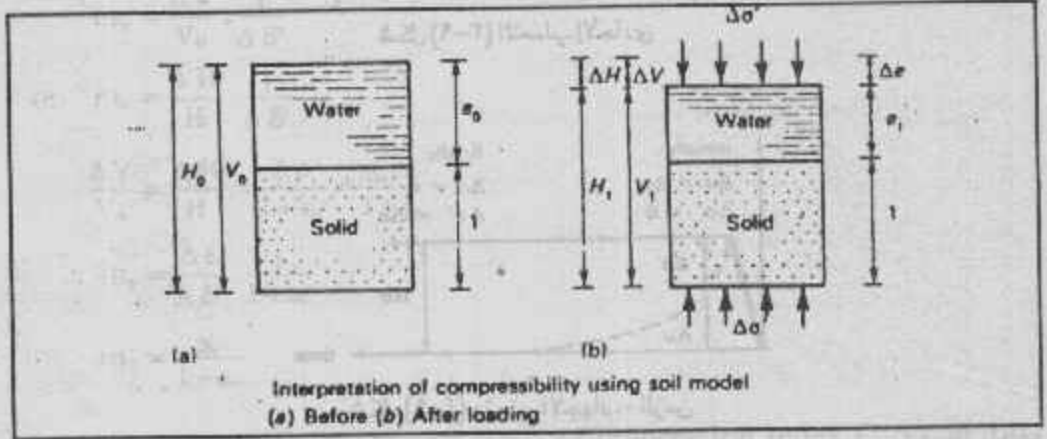
شكل (٩-١) الهبوط

٩ - تأثير أعمال المناجم : قد ينتج عن أعمال المناجم تشكلات بالتربة حول المنجم ولذلك فيجب في أعمال المناجم نعمل الحماية اللازمة لمنع التربة من التشكل وعمل الأعمال الهندسية الخاصة بحماية التربة حول المنجم .

١٠ - تأثير الزلازل : تؤثر الزلازل تأثيراً مباشراً على التربة فتجعلها تتشكل بطريقة قد تسبب انهيار المباني فوقها .

الانضغاطية Compressibility :

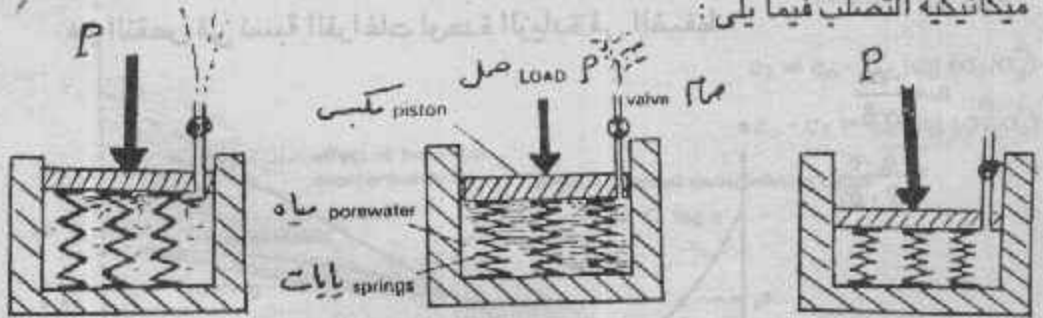
الانضغاطية هي النقص الحجمي تحت ضغط خارجي . وتحدث الانضغاطية نتيجة النقص في حجم الحبيبات (وهذا نادر) ، وكذلك النقص في حجم الفراغات . وهذا يعول إليه الجانب الأكبر والمؤثر من الانضغاطية حينما يهرب الهواء من فراغاته في التربة الجافة أو حينما تهرب المياه من فراغات التربة المشبعة .



شكل (٩-٢) الانضغاطية

التصلب Consolidation :

هو النقص الحجمي نتيجة خروج المياه من التربة المشبعة بمرور الزمن ، وتتمثل ميكانيكية التصلب فيما يلي :



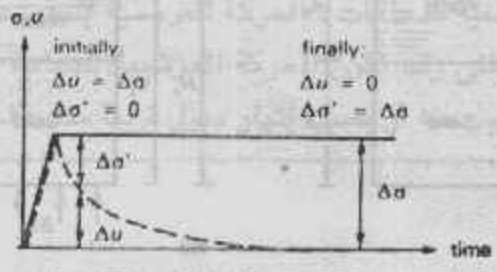
- | (1) | (2) | (3) |
|---|--|--|
| الحالة الابتدائية (الفورية) | الحالة الرئيسية (المتوسطة) | الحالة الثانوية (النهائية) |
| Immediate | Primary | Secondary |
| اليابات تمثل حبيبات التربة والضغط عليها هنا يكون مساوياً للصفر وينتقل الضغط كله للمياه فتندفع خلال الثقوب | بعد مرور زمن بسيط يخرج حجم معين من المياه بسبب هبوط المكبس مسبباً ضغطاً على اليابات (ضغط مؤثر فعال على الحبيبات) | تستمر الحالة السابقة حتى ينتهي خروج الماء تماماً وتصل التربة إلى حالة اتزان تحت تأثير الحمل الخارجى P حيث تتولد في |

$t = t_0$
 الهبوط $\Delta = 0$
 ضغط المياه $u' = P$
 ضغط الحبيبات $P' = 0$

وبذلك يتوزع الضغط على المياه
 وحبيبات التربة ، ولذلك تقل كميات
 المياه المندفعة من الثقب
 $t_0 < t < t_f$
 $u' < P$
 $P' = P - u'$

الايات قوس مساوية القوى
 الخارجية وهنا يكون ضغط المياه
 مساوياً للصفر $t = t_f$
 $u' = 0$
 $P' = P$
 $\Delta = S_f$

شكل (٣-٩) التصلب الأحادي



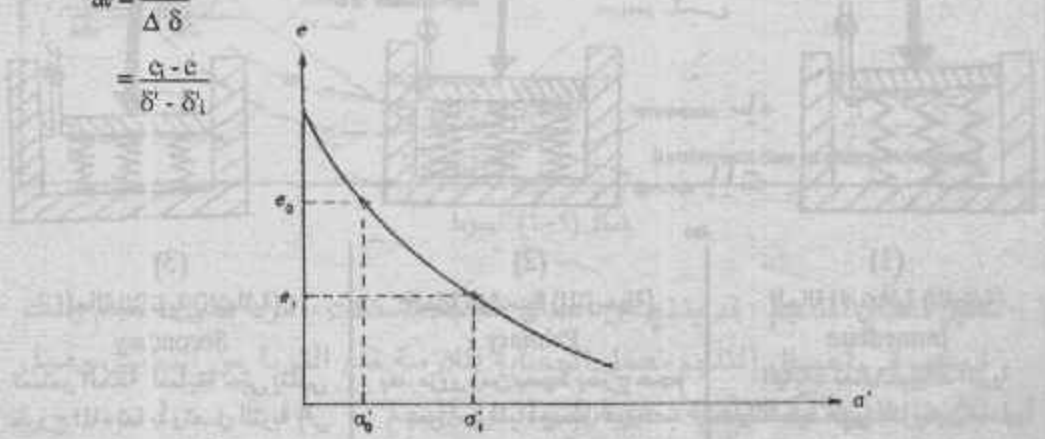
شكل (٤-٩) منحنى الاجهاد - الزمن

تعريف Definitions :

- معامل الانضغاطية Coefficient of Compressibility :

هو النقص في نسبة الفراغات لوحة الزيادة في الضغط :

$$\begin{aligned}
 \alpha_v &= \frac{-\Delta e}{\Delta \delta} \\
 &= \frac{e_0 - e_1}{\delta'_1 - \delta'_0}
 \end{aligned}$$



شكل (٥-٩) منحنى e - delta prime

- معامل التغير الحجمي m_v Coefficient of Volume change :

هو كمية التغير في الحجم المقابلة لزيادة وحدة الضغط الفعال المؤثر وقيمة هذا المعامل m_v ليست قيمة ثابتة للتربة المعينة ولكنها تتغير وفقاً لقيمة الاجهاد الفعال المؤثر .
ويعين المعامل m_v من تجربة التصلب .

$$m_v = \frac{\Delta V}{V_o} \cdot \frac{1}{\Delta \delta'}$$

$$\text{or } m_v = \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{1}{\Delta \delta'}$$

$$\frac{\Delta V}{V_o} = \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{e_o - e}{1 + e_o}$$

$$\therefore m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \delta'} \cdot \frac{1}{1 + e_o}$$

$$m_v = \frac{\alpha_v}{1 + e_o}$$

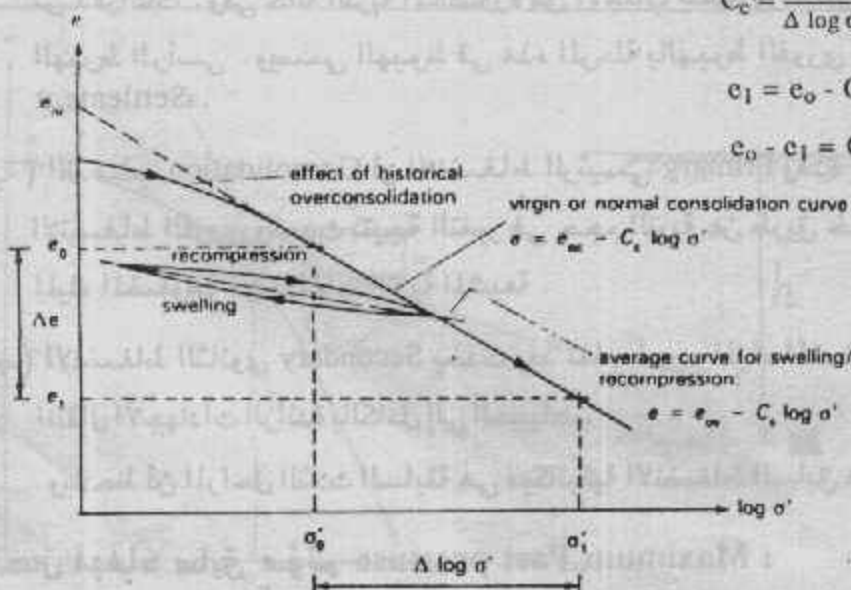
- معامل الضغط C_c Compression index :

من العلاقة العملية يمكن رسم العلاقة بين e ، $\log \delta'$ فتنتهي هذه العلاقة بخط مستقيم يسمى ميله معامل الانضغاط C_c .

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'} = \frac{e_o - e_1}{\log (\sigma'_1 / \sigma'_o)}$$

$$e_1 = e_o - C_c \log (\sigma'_1 / \sigma'_o)$$

$$e_o - e_1 = C_c \log (\sigma'_1 / \sigma'_o)$$



شكل (٦-٩) منحنى $e - \log \sigma'$ ومعامل الإنضغاطية

ويحسب معامل الانضغاط من المعادلات العملية الآتية :

$$C_c = 0.54 (e_0 - 0.35)$$

where e_0 is the in-place void ratio,

$$C_c = 0.0054 (2.6 w - 35)$$

where w is the in-place water content.

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$

where LL is the liquid limit .

والمعادلة الأخيرة هي أشهر هذه المعادلات .

والميل المتوسط لمنحنى Swelling-recompression في شكل (٩-٦) يسمى

معامل الانتفاخ C_s Swelling index .

سلوك التربة المتماسكة (الطين والطين) أثناء الانضغاط في اتجاه واحد :

الهبوط يكون دالة في الزمن وللتعرف على مرحلة وميكانيكية حدوثه مع الزمن فقد

قسم الانضغاط إلى ثلاثة أقسام كما يلي :

(أ) الانضغاط الفوري Immediate ويحدث مع ثبات الحجم حيث ينعدم خروج الماء

من الفراغات . وفي حالة التربة المحصورة من الاجناب يتساوى التغير الحجمي مع

الهبوط الرأسى . ويسمى الهبوط في هذه المرحلة بالهبوط الفوري Immediate

Settlement .

(ب) التصلب Consolidation أو الانضغاط الرئيسى Primary وهذه المرحلة تتبع

الانضغاط الفوري وتحدث نتيجة التغير في حجم التربة عن طريق خروج جزء من

المياه المضغوطة من فراغات التربة المشبعة .

(ج) الانضغاط الثانوى Secondary يحدث بعد تمام خروج المياه المضغوطة أى عند

انتقال الاجهادات الزائدة بالكامل إلى الحبيبات .

ويلاحظ أن المراحل الثلاث السابقة هي ميكانيكية الانضغاط السابق شرحها .

أقصى اجهاد سابق مؤثر Maximum Past pressuse :

أقصى اجهاد سابق مؤثر يعتبر من المعلومات الهامة للتعرف على التربة الطينية

هذه الطريقة هي الأكثر شيوعاً وقبولاً وتتطلب أن تكون العينات المستخدمة غير مقلقة وأن يكون الجزء المستخدم من المنحنى في نهاية الانضغاط الرئيسى وقبل الوصول إلى الانضغاط الثانوى .

وطريقة كازاجراندي بيانية وتتخلص في الخطوات الآتية :

- ١ - رسم العلاقة $e - \log \sigma'$ شكل (٧-٩) .
 - ٢ - تحديد نقطة P التي عندها أقصى تحذب للمنحنى (أى عند أصغر نصف قطر انحناء) .
 - ٣ - يرسم الخط الأفقى P Q عند نقطة P وكذلك مماس للمنحنى عندها وليكن PT .
 - ٤ - يرسم منتصف الزاوية Q P T وهو الخط PR .
 - ٥ - تقاطع المنصف مع امتداد منحنى الانضغاط CB يعطى نقطة S والتي يقابلها أقصى اجهاد مؤثر سابق σ'_{pc} .
- وبمقارنة قيمة σ'_{pc} مع قيمة الضغط المؤثر الحالى تكون التربة في إحدى الحالات الآتية :

(أ) طين عادى التصلب Normally consolidated clay حيث $\sigma'_{pc} = \sigma'_0$ أى

تربة طينية لم يسبق لها أن تعرضت لضغوط تفوق الضغط الحالى المؤثر عليها أى أنها تربة عذراء لم يسبق تصلبها .

(ب) طين سابق التصلب Preconsolidated clay حيث $\sigma'_{pc} < \sigma'_0$ أى تربة

سبق أن تعرضت لضغط يفوق الضغط المؤثر عليها حالياً وهذا الضغط قد تسبب في تصلب التربة .

(ج) طين تحت التصلب underconsolidated clay حيث $\sigma'_{pc} < \sigma'_0$ أى أن

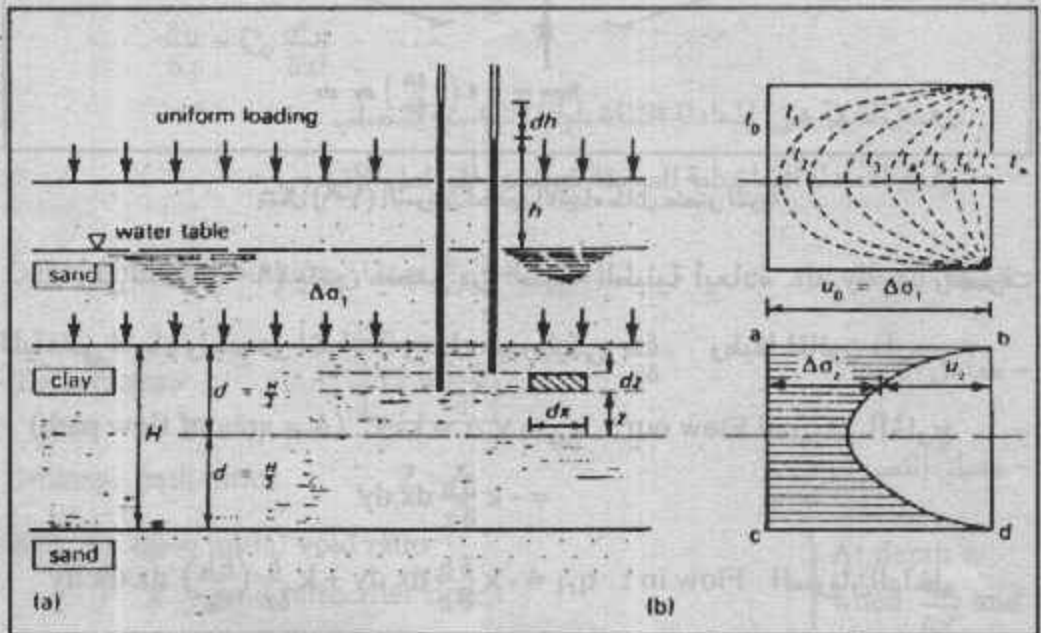
التربة مازالت في مراحل التصلب وقيمة σ'_{pc} لا تعتبر نهائية لأن عملية التصلب مازالت مستمرة .

نظرية ترزاجي للتصلب Terzaghi's theory of consolidation :

استناداً إلى ميكانيكية التصلب في شكل (٣-٩) وضع ترزاجي نظرية التصلب

بالفروض الآتية :

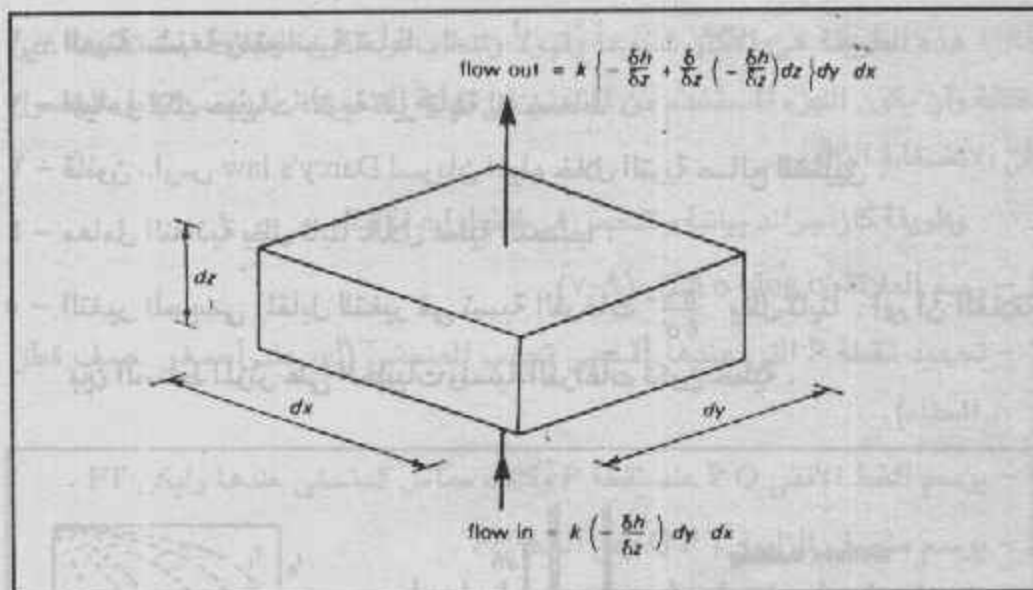
- ١ - العينة مشبعة ومتجانسة تماما .
- ٢ - المياه وكذلك حبيبات التربة غير قابلة للانضغاط .
- ٣ - قانون دارس Darcy's law لسريان المياه خلال التربة صالح للتطبيق .
- ٤ - معامل النفاذية يظل ثابتاً خلال عملية التصلب .
- ٥ - التغير الحجمي المقابل للتغير في نسبة الفراغات $\frac{\delta e}{\delta \sigma}$ يظل ثابتاً . أى أن العلاقة بين الضغط المؤثر على الحبيبات ونسبة الفراغات تكون خطية .



Distribution of excess pore pressure in a clay layer subject to a uniform increase in vertical stress
 (a) Sectional elevation . (b) Excess pore pressure distribution.

شكل (٨-٩) ضغط المياه الحرة لطبقة طين معرضة لتحميل منظم

ويبين شكل (٨-٩) طبقة طين معرضة لزيادة في الاجهاد الرأسى $\Delta \sigma_1$ وعند زمن صفر يزداد ضغط المياه الحرة بقيمة $\Delta u_0 = \Delta \sigma_1$ حيث $\Delta u_0 = \Delta \sigma_1$ بانتظام على سمك الطبقة وهو المبين في الشكل بالمساحة $abcd$ ، وبعد زمن معين مقداره t وحدث التصرف في الرمل أعلى وأسفل الطين تحدث نقص في زيادة ضغط المياه الحرة وهو المبين بالمساحة المظلة $abcd$.



شكل (٩-٩) السريان أحادي الاتجاه خلال عنصر التربة

وفي شكل (٩-٩) يتبين عنصر من الطبقة الطينية أبعاد dx , dy , dz وتصرف

المياه في اتجاه واحد هو اتجاه Z ويميل هيدروليكي $-\frac{\delta h}{\delta z}$ وطبقا لقانون دارسي :

$$\begin{aligned} \text{Flow out : } q_{z0} &= v A = kiA \quad (A = \text{area of flow path}) \\ &= -k \frac{\delta h}{\delta z} dx dy \end{aligned}$$

$$\text{Flow in : } q_{z1} = -k \frac{\delta h}{\delta z} dx dy + k \frac{\delta}{\delta z} \left(\frac{\delta h}{\delta z} \right) dz dx dy$$

ومعدل السريان الصافي الخارج من العنصر يكون :

$$= -k \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} dx dy dz$$

وحجم الفراغات في هذا العنصر هي :

$$\frac{e}{1+e} dx dy dz$$

ومعدل التغير في حجم الفراغات يكون :

$$\frac{\delta}{\delta t} \left(\frac{e}{1+e} dx dy dz \right) = \frac{\delta e}{\delta t} \cdot \frac{1}{1+e} dx dy dz$$

ومعدل السريان الخارج من العنصر يجب أن يساوي معدل التغير في حجم

$$k \frac{\delta^2 h}{\delta z^2} = \frac{\delta e}{\delta t} \cdot \frac{1}{1+e}$$

الفراغات :

But $\delta h \frac{\delta u}{\delta z^2}$ and $m_v = \frac{\delta e}{\delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1+e}$

وبافتراض ثبات $\frac{\delta e}{\delta \sigma'}$ و σ تظل ثابتة وبالتعويض ينتج:

$$\frac{k \sigma^2 u}{\gamma_w \delta z^2} = - m_v \frac{\delta \sigma'}{\delta t}$$

or $\frac{k \sigma^2 u}{m_v \gamma_w \delta z^2} = - \frac{\delta \sigma'}{\delta t} = \frac{\delta u}{\delta t}$

وحيث أن معامل التصلب يعرف بالقيمة:

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

$$\frac{\delta u}{\delta t} = C_v \frac{\delta^2 u}{\delta z^2}$$

وهذه القيمة هي المعادلة التفاضلية الأساسية للتصلب.

ولحل المعادلة التفاضلية السابقة تستخدم العوامل الآتية:

Degree of consolidation, $U_z = \frac{e_0 - e}{e_f - e_0} = \frac{u_0 - u}{u_0}$ - درجة التصلب :

Time factor,

$$T_v = \frac{c_v t}{d^2}$$

- معامل الزمن :

Drainage path ratio,

$$Z = \frac{z}{d}$$

- مسار التصريف :

Where e_0 = initial void ratio

e = void ratio after time t

e_f = final void ratio

u_0 = initial excess porewater pressure = $\Delta \sigma_1$

u = excess porewater pressure after time t

t = time .

d = length of drainage path

At depth z
when $\frac{\delta e}{\delta \sigma'}$ and
 σ_1 remain
constant

والتعويض تصبح المعادلة الآن بالشكل الآتي :

$$\frac{\delta^2 U_z}{\delta Z^2} = \frac{\delta U_z}{\delta T_v}$$

وحالات الحدود تكون :

$$T_v = 0 \text{--} \infty \quad Z = 0 \quad u = 0$$

$$T_v = 0 - \infty \quad Z = 2 \quad u = 0$$

$$T_v = 0 \quad Z = 0 - 2 \quad u = \Delta \sigma_1$$

وهذا يعطى الحل الآتى :

$$U_z = - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin(MZ) e^{-2M^2 T_v}$$

$$\text{Where } M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

$$m = 0, 1, 2 \dots \text{ etc.}$$

درجة التصلب المتوسطة لطبقة تعطى كما يلى :

$$\bar{U} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v}$$

$$\text{Where } \bar{U} = \frac{S_t}{S_f}$$

S_t = consolidation settlement at time t corresponding to a particular value of T_v .

S_f = final consolidation settlement .

تأثير التصرف والحالة الابتدائية للاجهاد :

عندما يمكن للطبقة أن تصرف مياها من أعلى ومن أسفل فإنها تسمى طبقة

مفتوحة open layer وتكون $d = \frac{H}{2}$. وعندما يمكن للطبقة أن تصرف مياها من

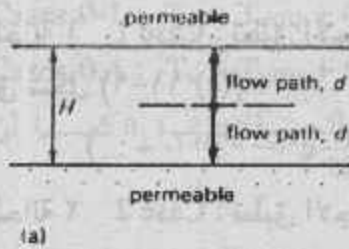
جهة واحدة فقط فإنها تسمى طبقة نصف مقفولة half - closed وتكون $d = H$. شكل

(٩-١٠) أما عن حالة الاجهاد الابتدائية فإنه يختلف حسب حالة ونوع المنشأ فقد يكون

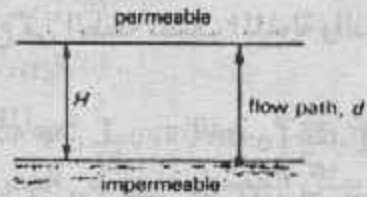
منتظم على عمق الطبقة وقد يكون متناقص أو متزايد كما فى الشكل (٩-١١) .

وللمعادلة السابقة يجب دراسة واعتبار الحالات الثلاث الآتية :

الحالة الصفرية Case 0 : تطبيق للتوزيع الخطى للاجهاد للطبقات المفتوحة .



(a)

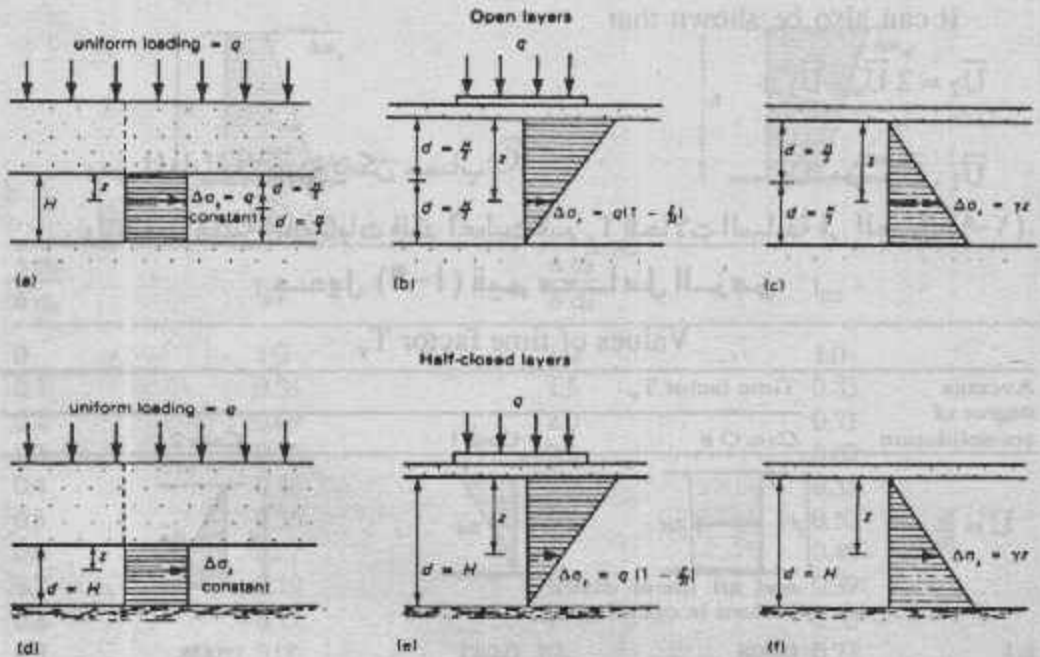


(b)

Open and half-closed layers

(a) Open layer: $d = H/2$ (b) Half-closed layer: $d = H$

شكل (٩-١) تأثير التصريف



Basic types of stress distribution in consolidation problems

- (a) Uniform (e. g. wide load). (b) Linear decreasing with depth (e. g. strip load).
- (c) Linear : increasing with depth (e. g. self-weight of newly placed soil). (d) Uniform.
- (e) Linear : decreasing with depth. (f) Linear : increasing with depth .

شكل (٩-١) الأنواع الرئيسية لتوزيع الاجهاد عند التصلب

والمنظم التوزيع فى الطبقة . نصف المقفولة شكل (١١-٩) الرسومات a, b, c, d

$$\bar{U}_0 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-(\pi^2/4) T_v} + \frac{1}{9} e^{-(9 \pi^2/4) T_v} + \frac{1}{25} e^{-(25 \pi^2/4) T_v} + \dots \right)$$

الحالة ١ Case 1 : تطبيق الاجهاد الموزع فى الطبقة نصف المقفولة والذي يتقصر

مع القمم شكل (١١-٩) (e)

$$\bar{U}_1 = 1 - \frac{32}{\pi^2} \left(e^{-(\pi^2/4) T_v} - \frac{1}{27} e^{-(9 \pi^2/4) T_v} + \frac{1}{125} e^{-(25 \pi^2/4) T_v} + \dots \right)$$

الحالة ٢ Case 2 : تطبيق الاجهاد الموزع فى الطبقة نصف المقفولة والذي يزداد

مع القمم شكل (١١-٩) (f)

$$\bar{U}_2 = 1 - \frac{16}{\pi^3} \left[(\pi - 2) e^{-(\pi^2/4) T_v} - \frac{1}{27} (3\pi - 2) e^{-(9 \pi^2/4) T_v} + \frac{1}{125} (5\pi - 2) e^{-(25 \pi^2/4) T_v} + \dots \right]$$

It can also be shown that

$$\bar{U}_2 = 2 \bar{U}_0 - \bar{U}_1$$




\bar{U}_1, \bar{U}_0 من \bar{U}_2

ومن المعادلة الأخيرة يمكن حساب

ولتسهيل عملية الحسابات فلقد أعطيت قيم T_v للحالات السابقة فى الجدول (١-٩).

جدول (١-٩) قيم معامل الزمن

Values of time factor T_v

Average degree of consolidation	Time factor T_v		
	Case 0 #	Case 1	Case 2
$\bar{U} = \frac{S_r}{S_c}$			
	and all linear distributions in open layers		
0.1	0.008	0.047	0.003
0.2	0.031	0.100	0.009
0.3	0.071	0.158	0.024
0.4	0.126	0.221	0.048
0.5	0.197	0.294	0.092
0.6	0.287	0.383	0.160
0.7	0.403	0.500	0.271
0.8	0.567	0.665	0.440
0.9	0.848	0.940	0.720
1.0	∞	∞	∞
When $T_v = 2.0$,	$U = 0.994$	0.993	0.996

أما في حالة الاجهاد الموزع على شكل شبه منحرف فيمكن تعيين T_v من المعادلات الآتية :

$$\text{Cases 0-1 : } T_v = T_{v(0)} + (T_{v(0)} - T_{v(1)}) I_{01}$$

$$\text{Cases 0-1 : } T_v = T_{v(0)} + (T_{v(0)} - T_{v(1)}) I_{01}$$

حيث $T_{v(0)}, T_{v(1)}, T_{v(2)}$ هي المقابلة للحالات 0, 1, 2 كما أن القيم I_{01}, I_{02} يمكن الحصول عليها من الجدول (٩-٢) .

جدول (٩-٣) قيم معامل الزمن

Coefficients to find T_v in trapexoidal cases

Cases 0-1

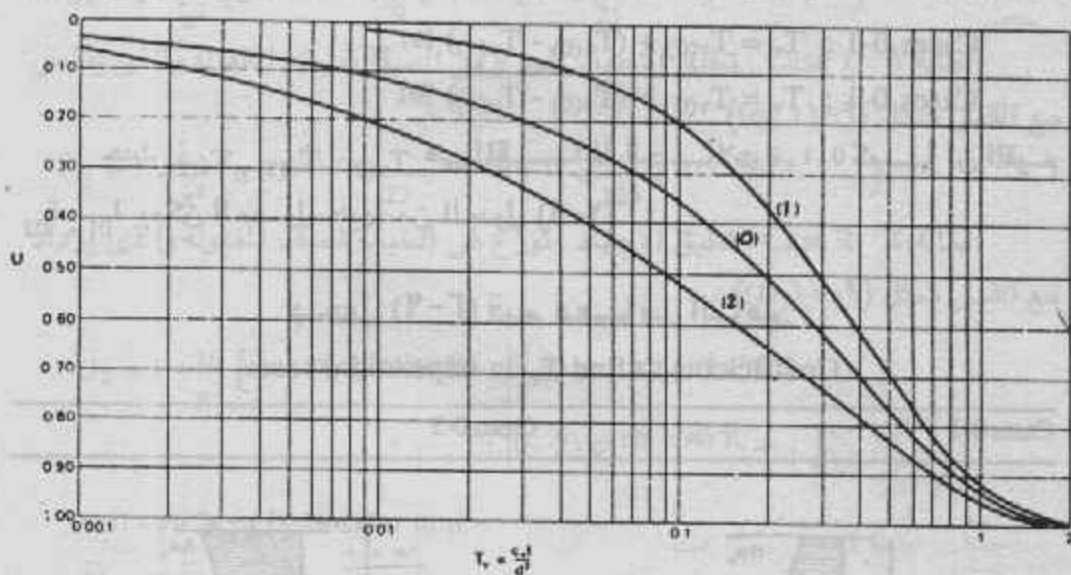
Cases 0-2



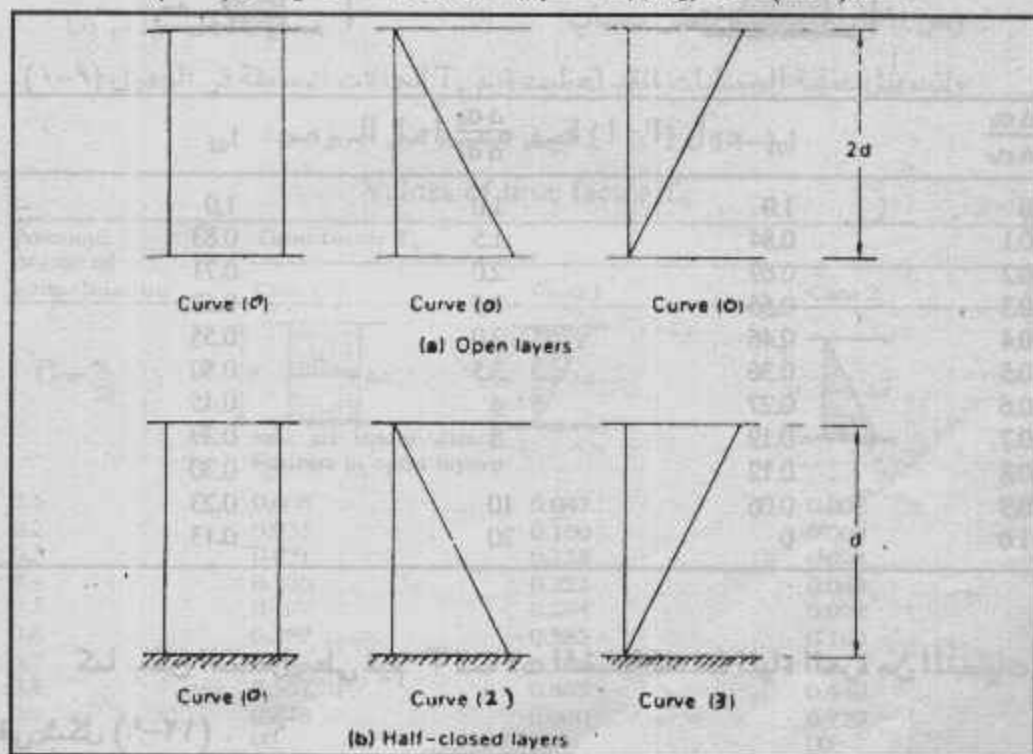
$\frac{\Delta \sigma_0}{\Delta \sigma_a}$	I_{01}	$\frac{\Delta \sigma_a}{\Delta \sigma_0}$	I_{02}
0	1.0	1.0	1.0
0.1	0.84	1.5	0.83
0.2	0.69	2.0	0.71
0.3	0.56	2.5	0.62
0.4	0.46	3.0	0.55
0.5	0.36	3.5	0.50
0.6	0.27	4	0.45
0.7	0.19	5	0.39
0.8	0.12	7	0.30
0.9	0.06	10	0.23
1.0	0	20	0.13

كما يمكن الحصول على قيم T_v للحالات المختلفة لضغط المياه الحرة من المنحنىات

في شكل (٩-١٢) .



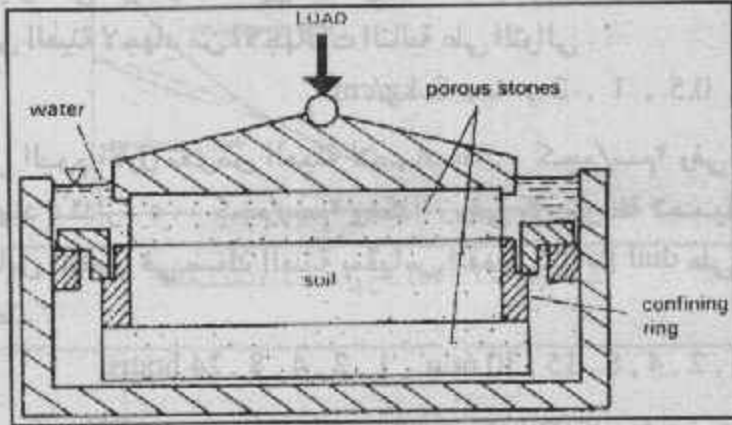
شكل (١٢-٩) العلاقة بين درجة التصلب ومعامل الزمن للحالات في شكل (١٣-٩)



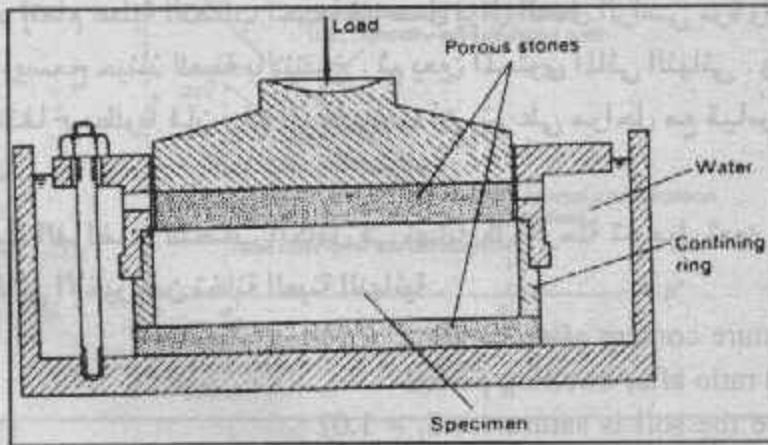
شكل (١٣-٩) حالات ضغط المياه الحرة المستخدمة في شكل (١٢-٩)

اختبار التصلب (Oedometer) Consolidation test :

حيث ان الانضغاطية للتربة سواء كمية الهبوط أو معدلة تعين من اختبار التصلب باستخدام الأيدومتر شكل (٩-١٤) ، وشكل (٩-١٥) .



شكل (٩-١٤) خلية الأيدومتر



شكل (٩-١٥) شكل آخر لخلية الأيدومتر

وتجهز عينة التربة غير المقلقة *undisturbed* وتوضع في حلقة الاختبار قطرها ٧٥ مم وارتفاعها ١٥-٢٠ مم حيث توضع هذه الحلقة بين حجرين نفاذيين *porous stones* داخل خلية الأيدومتر . كما يمكن في بعض الأحيان اختبار عينات مشككة *Remoulded* . وتعمل التجربة على أن يكون تشكل العينة في الاتجاه الرأسى فقط كما

يعمل الحجر النفاذ على السماح للمياه بالحركة إلى داخل العينة وإلى خارجها . وهذا يعنى أن التجربة ستكون ثنائية التصريف double drainage . كما يؤثر على العينة حمل استاتيكي رأسى ويقاس التغير فى تخانة العينة بمقياس انفعال يركب على الخلية . ويتم إجراء الاختبار على مراحل تستغرق كل مرحلة ٢٤ ساعة (وأحيانا ٤٨ ساعة) وفى كل مرحلة تعرض العينة لاجهاد من الاجهادات التالية على التوالى .

$$0.25 , 0.5 , 1 , 2 , 4 , 8 \text{ kg/cm}^2$$

أى فى اليوم الأول تعرض العينة لاجهاد ٠.٢٥ كجم/سم^٢ وفى اليوم الثانى تعرض لاجهاد مقداره ٠.٥ كجم/سم^٢ وهكذا . وفى كل مرحلة تحميل من المراحل السابقة ويقاس النقص فى سمك العينة بمقياس انفعال dial gauge على فترات زمنية تؤخذ عادة عند :

$$1/2 , 1 , 2 , 4 , 8 , 15 , 30 \text{ min.} , 1 , 2 , 4 , 8 , 24 \text{ hours.}$$

ويجب ملاحظة أن عدد مراحل التحميل وقيماتها تتوقف على نوع التربة ومدى الذى تتراوح بينه قيم الاجهاد المتوقع فى الموقع .

وبعد إتمام عملية التصلب تحت آخر حمل يزال الحمل الرأسى مرة واحدة أو على عدة مرات ويسمح حينئذ للعينة بالانتفاخ . ثم يعين المحتوى المائى النهائى . وحينما يكون منحنى الإنتفاخ مطلوباً فإن رفع الحمل يجب أن يتم على مراحل مع قياس التغير فى سمك العينة .

نسبة الفراغات للتصلب الكامل فى نهاية كل مرحلة تحميل تعين بالراجع من المحتوى المائى الأخير ومن تخانة العينة النهائية .

$$\text{Moisture content after swelling period} = w$$

$$\text{Void ratio after swelling period} = e_1 = w G_s$$

$$(\text{since the soil is saturated, } S_r = 1.0)$$

$$\text{Thickness at end of stage} = h_1$$

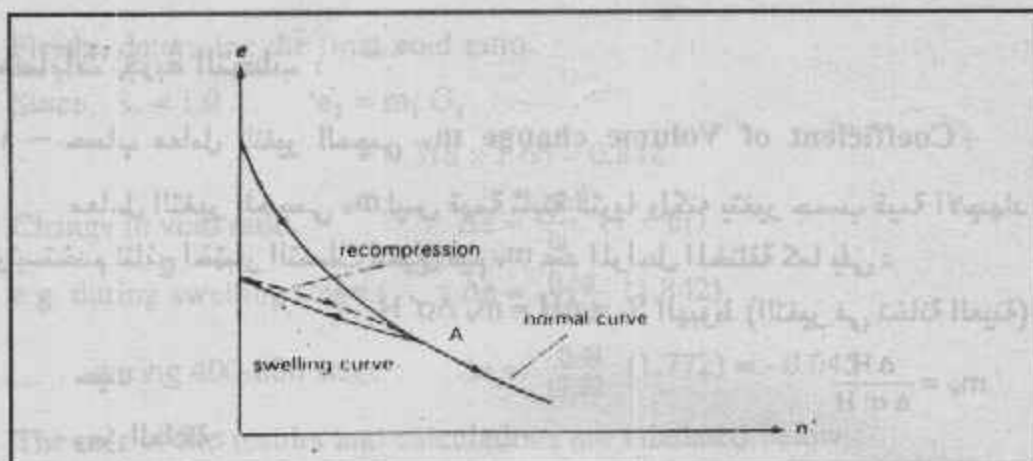
$$\text{Thickness at start of stage} = h_0$$

$$\text{Void ratio at end of stage} = e_1$$

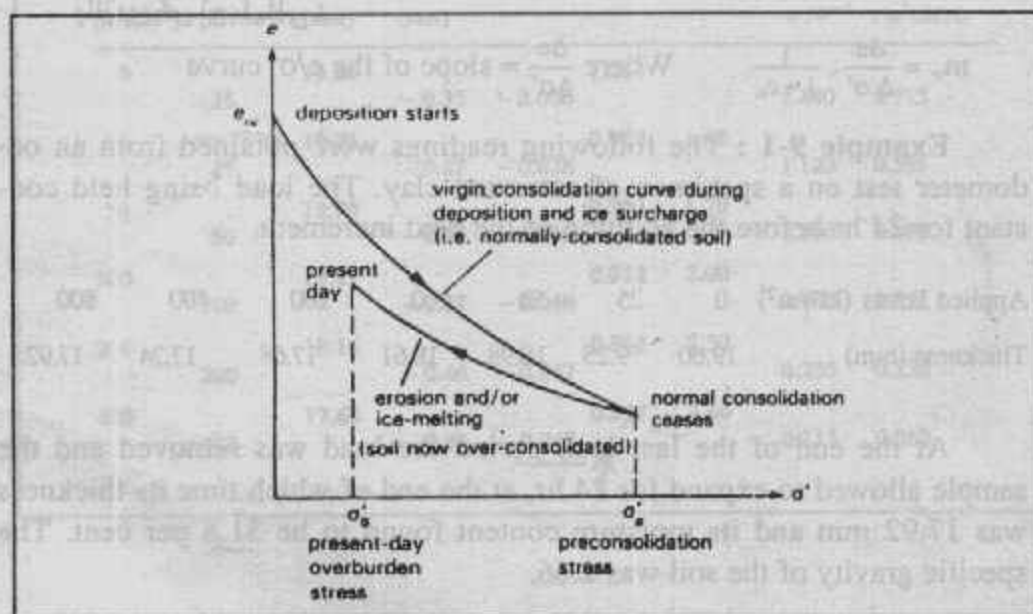
$$\text{Change in thickness} = \Delta h$$

$$\text{Change in void ratio} = \Delta e = \frac{\Delta h}{h_1} (1 + e_1)$$

$$\text{Void ratio at start of stage} = e_0 = e_1 - \Delta e$$



شكل (٩-١٦) الانتفاخ وإعادة الانضغاط



شكل (٩-١٧) منحنى $e - \sigma'$

ومن نتائج هذا الاختبار ترسم العلاقات بين نسبة الفراغات والاجهاد $e - \sigma'$ كما في الأشكال (٩-١٦) ، (٩-١٧) ، وكذلك ترسم العلاقات بين الاجهاد المؤثر والانفعال الرأسى ومن هذه العلاقات يمكن تعيين العوامل : C_v ، m_v ، k حيث :

C_v = coefficient of consolidation .

m_v = " of volume change

k = " of permeability .

حسابات زجوبة التصلب :

١ - حساب معامل التغير الحجمي m_v Coefficient of Volume change :

معامل التغير الحجمي m_v ليس قيمة ثابتة للتربة ولكنه يتغير حسب قيمة الاجهاد وتستخدم نتائج اختبار التصلب لتعيين قيم m_v عند المراحل المختلفة كما يلي :

(التغير في تخانة العينة) الهبوط $S_c = \Delta H = m_v \Delta \sigma' H$

$$m_v = \frac{\Delta H}{\Delta \sigma' H} \quad \text{حيث :}$$

ومن العلاقة :

$$\frac{\Delta H}{\Delta \sigma' H} = \frac{e_o - e_s}{1 - e_o} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

بالتعويض نصل إلى :

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_o} \quad \text{Where } \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} = \text{slope of the } e/\sigma' \text{ curve}$$

Example 9-1 : The following readings were obtained from an oedometer test on a specimen of saturated clay. The load being held constant for 24 hr before the addition of the next increment.

Applied stress (kN/m ²)	0	25	50	100	200	400	800
Thickness (mm)	19.60	19.25	18.98	18.61	17.68	17.24	17.92

At the end of the last load period the load was removed and the sample allowed to expand for 24 hr, at the end of which time its thickness was 17.92 mm and its moisture content found to be 31.8 per cent. The specific gravity of the soil was 2.66.

- Plot the e/σ' curve and determine the coefficient of volume compressibility (m_v) for an effective stress range of 220-360 kN/m².
- Plot the $e/\log \sigma'$ curve and from it determine the compressibility index (C_c) and the preconsolidation pressure (σ'_{pc}).
- Plot a m_v/σ' curve for the soil .
- Use the data obtained in (a) , (b) and (c) to obtain and compare the values for consolidation settlement for 4 m thick layer of the clay when the average effective stress changes from 220-360 kN/m².

Firstly, determine the final void ratio.

$$\begin{aligned} \text{Since } S_r &= 1.0 & e_1 &= m_1 G_s \\ & & &= 0.318 \times 2.66 = 0.842 \end{aligned}$$

Change in void ratio, $\Delta e = \frac{\Delta h}{h_1} (1 + e_1)$

e.g. during swelling stage : $\Delta e = \frac{0.68}{17.92} (1.842)$

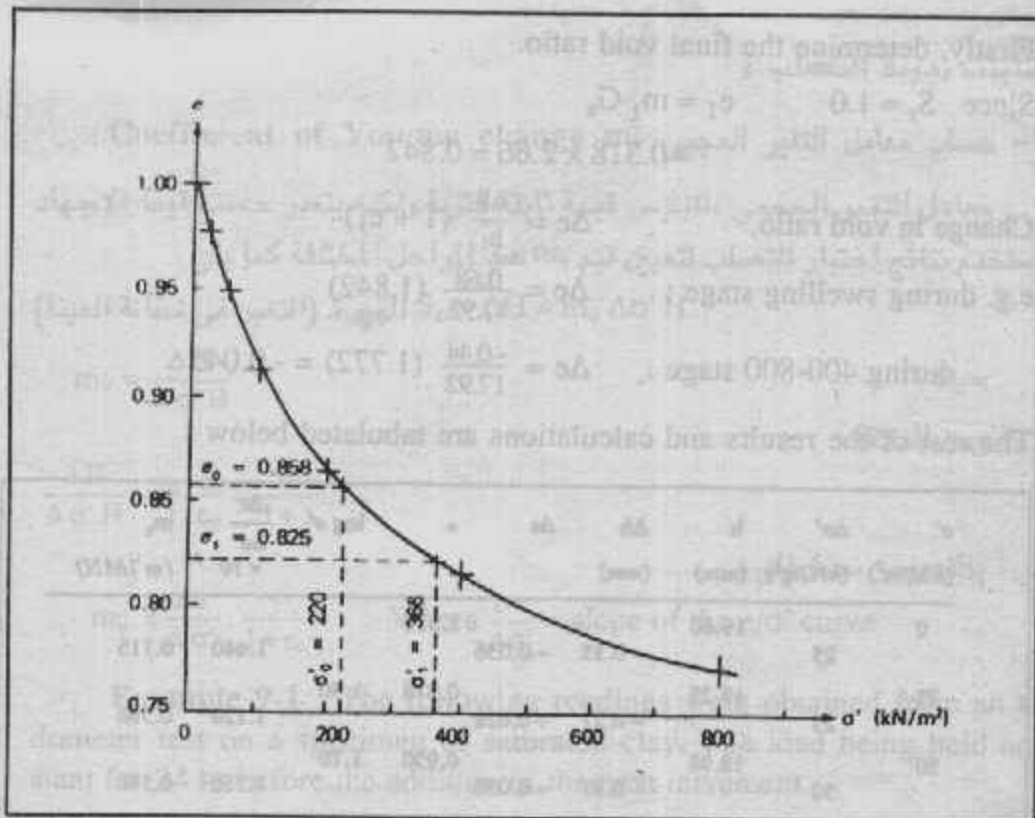
during 400-800 stage : $\Delta e = \frac{-0.44}{17.92} (1.772) = -0.045$

The rest of the results and calculations are tabulated below :

σ' (kN/m^2)	$\Delta\sigma'$ (kN/m^2)	h (mm)	Δh (mm)	Δe	e	$\log \sigma'$	$\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \times 10^{-3}$	m_v (m^2/MN)
0		19.60			1.014			
	25		-0.35	-0.036			1.440	0.715
25		19.25			0.978	1.40		
	25		-0.27	-0.028			1.120	0.566
50		18.98			0.950	1.70		
	50		-0.37	-0.038			1.760	0.390
100		18.61			0.912	2.00		
	100		-0.47	-0.048			0.480	0.251
200		18.14			0.864	2.30		
	200		-0.46	-0.047			0.235	0.126
400		17.68			0.817	2.60		
	400		-0.44	-0.045			0.113	0.062

σ' (kN/m^2)	$\Delta\sigma'$ (kN/m^2)	h (mm)	Δh (mm)	Δe	e	$\log \sigma'$	$\frac{\Delta e}{\Delta\sigma'} \times 10^{-3}$	m_v (m^2/MN)
800		17.24			0.772	2.90		
			0.68	-0.070				
0		17.92			0.842			

(a) The e/σ' curve is shown plotted in Fig. (9-18)



شكل (١٨-٩)

From the curve : for $\sigma'_0 = 220$, $e = 0.858$

for $\sigma'_1 = 360$, $e = 0.825$

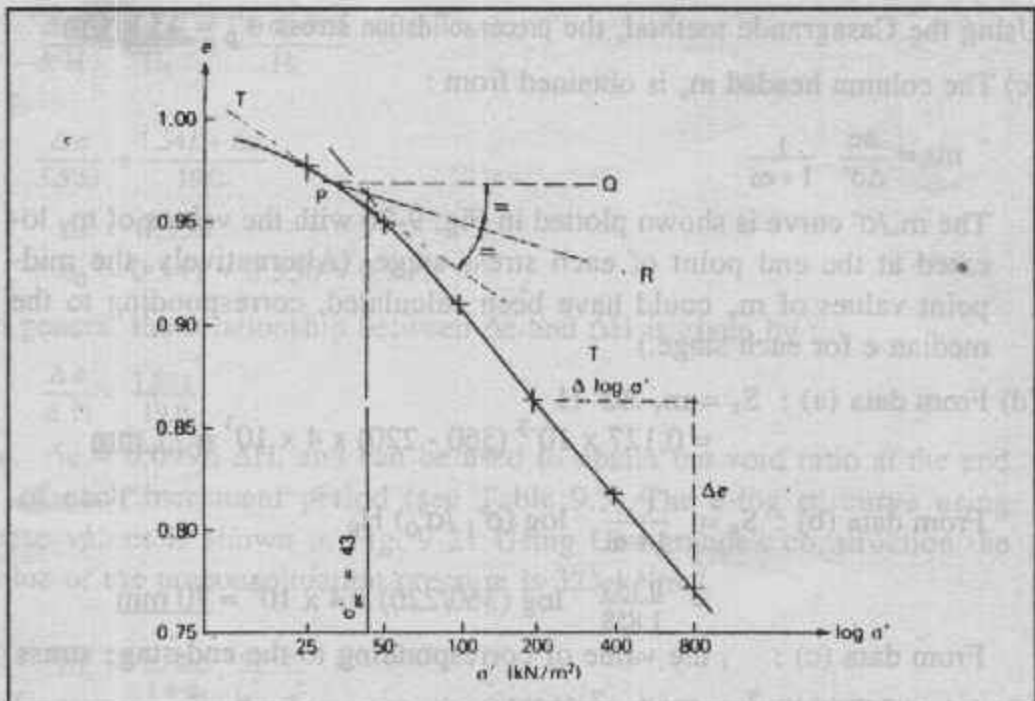
$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0}$$

$$= \frac{(0.858 - 0.825) \times 10^3}{(360 - 220) \cdot 1.858} = 0.127 \text{ m}^2/\text{MN}$$

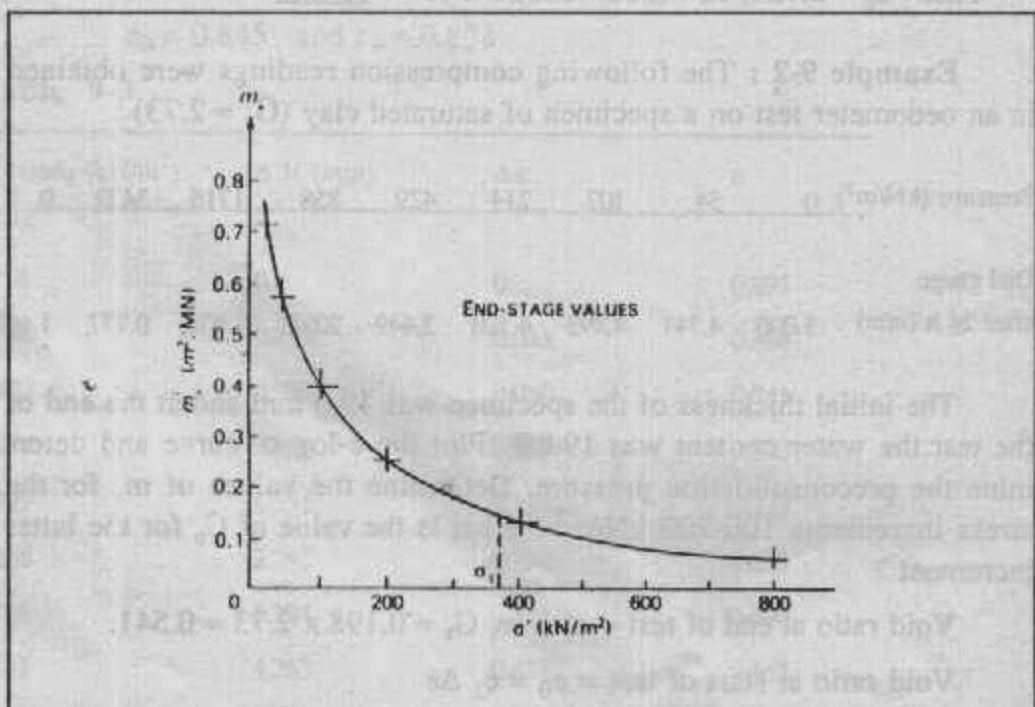
(b) The $e/\log \sigma'$ curve is shown plotted in Fig. (9-19).

Compressibility index, $C_c =$ slope of straight portion

$$= \frac{0.864 - 0.772}{\log 800 - \log 200} = 0.153$$



شکل (۱۹-۹)



شکل (۲۰-۹)

Using the Casagrande method, the preconsolidation stress $\sigma'_p = 43 \text{ kN/m}^2$.

(c) The column headed m_v is obtained from :

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0}$$

The m_v/σ' curve is shown plotted in Fig. 9-20 with the values of m_v located at the end point of each stress stage, (Alternatively, the mid-point values of m_v could have been calculated, corresponding to the median e for each stage.)

(d) From data (a) : $S_c = m_v \Delta \sigma' H$
 $= 0.127 \times 10^{-3} (360 - 220) \times 4 \times 10^3 = \underline{71 \text{ mm}}$

From data (b) : $S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \log (\sigma'_1 / \sigma'_0) H_0$
 $= \frac{0.153}{1.858} \log (360/220) \times 4 \times 10^3 = \underline{70 \text{ mm}}$

From data (c) : , the value of corresponding to the end-stage stress ($\sigma'_1 = 360 \text{ kN/m}^2$) = $0.13 \text{ m}^2 / \text{MN}$.

Then $s_c = 0.13 \times 10^{-3} (360 - 220) 4 \times 10^3 = \underline{73 \text{ mm}}$

Example 9-2 : The following compression readings were obtained in an oedometer test on a specimen of saturated clay ($G_s = 2.73$) :

Pressure (kN/m ²)	0	54	107	214	429	858	1716	3432	0
Dial gauge after 24 h (mm)	5.000	4.747	4.493	4.108	3.449	2.608	1.676	0.737	1.480

The initial thickness of the specimen was 19.0 mm and at the end of the test the water content was 19.8%. Plot the e - $\log \sigma'$ curve and determine the preconsolidation pressure. Determine the values of m_v for the stress increments 100-200 kN/m². What is the value of C_c for the latter increment ?

Void ratio at end of test = $e_1 = w_1 G_s = 0.198 \times 2.73 = 0.541$.

Void ratio at start of test = $e_0 = e_1 \Delta e$

Now,

$$\frac{\Delta e}{\Delta H} = \frac{1 + e_0}{H_0} = \frac{1 + e_1 + \Delta e}{H_0}$$

i. e.

$$\frac{\Delta e}{3.520} = \frac{1.541 + \Delta e}{19.0}$$

$$\Delta e = 0.350$$

$$e_0 = 0.541 + 0.350 = 0.891$$

In general the relationship between Δe and ΔH is given by :

$$\frac{\Delta e}{\Delta H} = \frac{1.891}{19.0}$$

i.e. $\Delta e = 0.0996 \Delta H$, and can be used to obtain the void ratio at the end of each increment period (see Table 9.3) The e -log σ' curve using these values is shown in Fig. 9-21 Using Casagrande's construction the value of the preconsolidation pressure is 325 kN/m^2 .

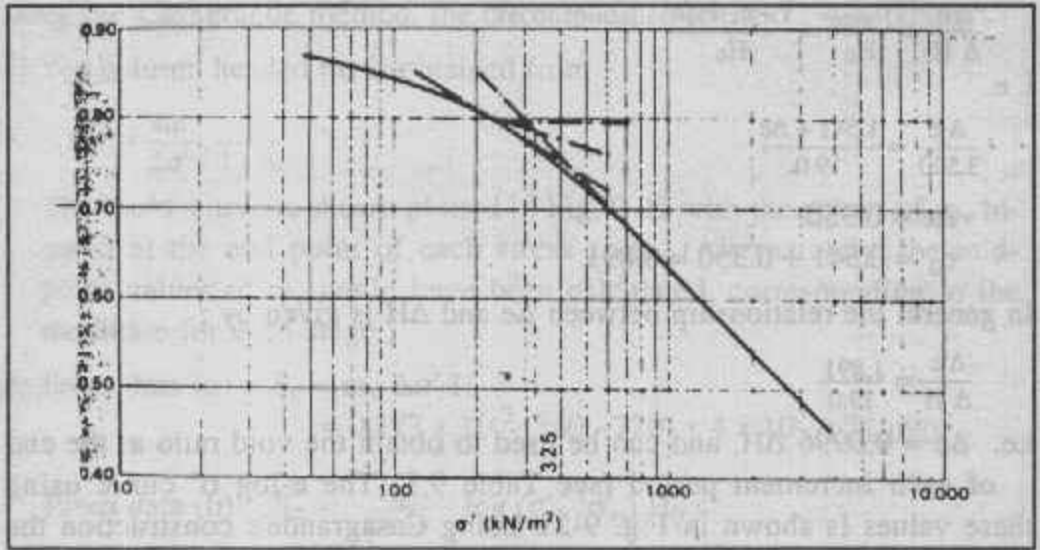
$$m_v = \frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0}$$

For $\sigma'_0 = 100 \text{ kN/m}^2$ and $\sigma'_1 = 200 \text{ kN/m}^2$,

$$e_0 = 0.845 \quad \text{and} \quad e_1 = 0.808$$

Table 9-3

Pressure (kN/m^2)	ΔH (mm)	Δe	e
0	0	0	0.891
54	0.253	0.025	0.866
107	0.507	0.050	0.841
214	0.892	0.089	0.802
429	1.551	0.154	0.737
858	2.392	0.238	0.653
1716	3.324	0.331	0.560
3432	4.263	0.424	0.467
0	3.520	0.350	0.541



شكل (٩-٢١)

therefore

$$m_v = \frac{1}{1.845} \times \frac{0.037}{100} = 2.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN} = 0.20 \text{ m}^2/\text{MN}$$

For $\sigma'_0 = 1000 \text{ kN/m}^2$ and $\sigma'_1 = 1500 \text{ kN/m}^2$,

$$e_0 = 0.632 \text{ and } e_1 = 0.577 \text{ therefore}$$

$$m_v = \frac{1}{1.632} \times \frac{0.055}{500} = 6.7 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN} = 0.067 \text{ m}^2/\text{MN}$$

and

$$C_c = \frac{0.632 - 0.577}{\log \frac{1500}{1000}} = \frac{0.055}{0.176} = 0.31$$

Note that C_c will be the same for any stress range on the linear part of the e - $\log \sigma'$ curve; m_v will vary according to the stress range, even for ranges on the linear part of the curve.

٢ - تعيين معامل التصلب C_v Coefficient of consolidation :

يعين معامل التصلب عند مرحلة معينة من المراحل المختلفة للتحميل في اختبار

التصلب وهناك طريقتين لتعيين هذا المعامل :

(١) طريقة جذر الزمن The Root Time Method :

توقع العلاقة بين قراءة مقياس الانفعال dial gauge (المعبرة عن تغير سمك

العينة) والجذر التربيعي للزمن المقابل (بالدقيقة) وتبدأ هذه العلاقة بخط مستقيم يصل إلى

حوالى ٦٠٪ تصلب ثم تصبح هذه العلاقة منحنى بانحراف عن مسار الخط المستقيم بمقدار ١.١٥ كما يلي :

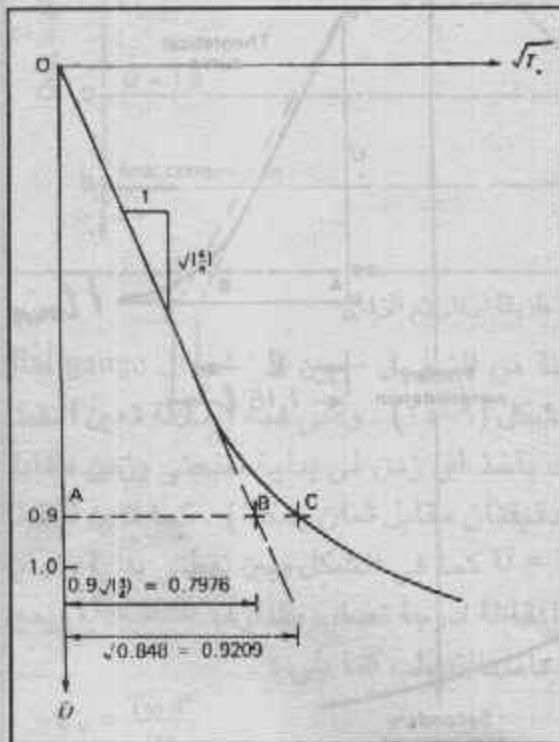
من شكل (٩-٢٢) :

$$AB = 0.9 \times \sqrt{\left(\frac{\pi}{4}\right)} = 0.976$$

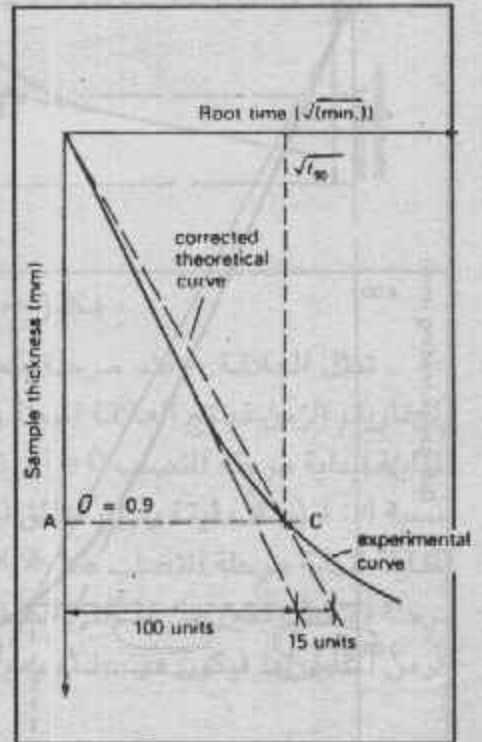
$$AC = \sqrt{0.848} \quad (\text{see Table 10.1}) = 0.9209$$

$$= \frac{0.9209}{0.7976} = 1.15$$

نسبة التصحيح :



شكل (٩-٢٢) منحنى التصلب النظرى الأولى



شكل (٩-٢٢) طريقة جذر الزمن

ومن العلاقة المذكورة يعين الزمن المقابل لـ ٩٠٪ تصلب الذى يصعد على المنحنى بمقدار ١.١٥ عن الخط المستقيم عند ٩٠٪ تصلب وتعين بعد ذلك C_v كما يلي :

$$T_v = \frac{C_v \cdot l}{d^2}$$

$$T_{90} = \frac{C_v \cdot l_{90}}{d^2}$$

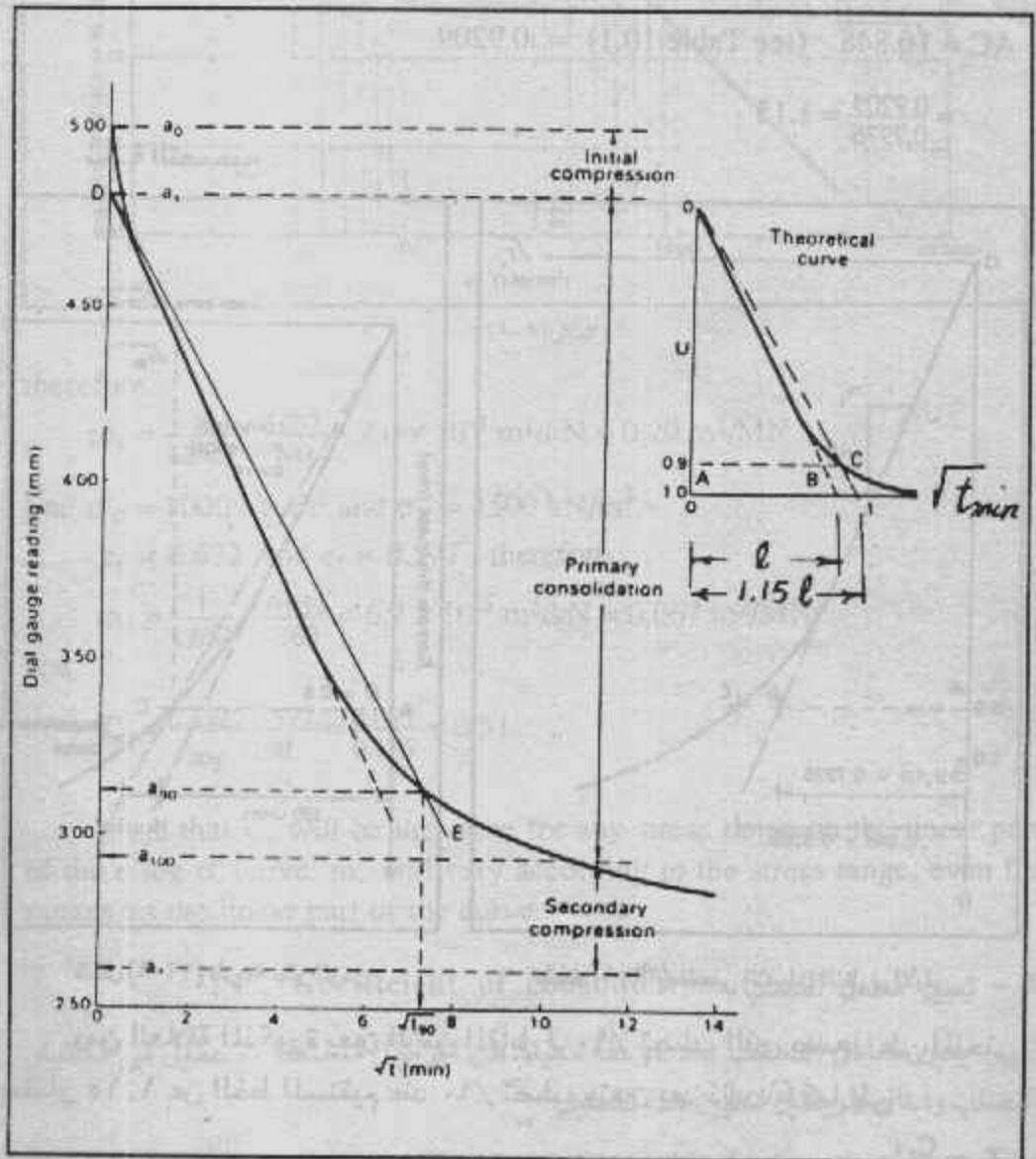
حينئذ :

$$C_v = \frac{T_{90} d^2}{190}$$

$$C_v = \frac{0.84 d^2}{190}$$

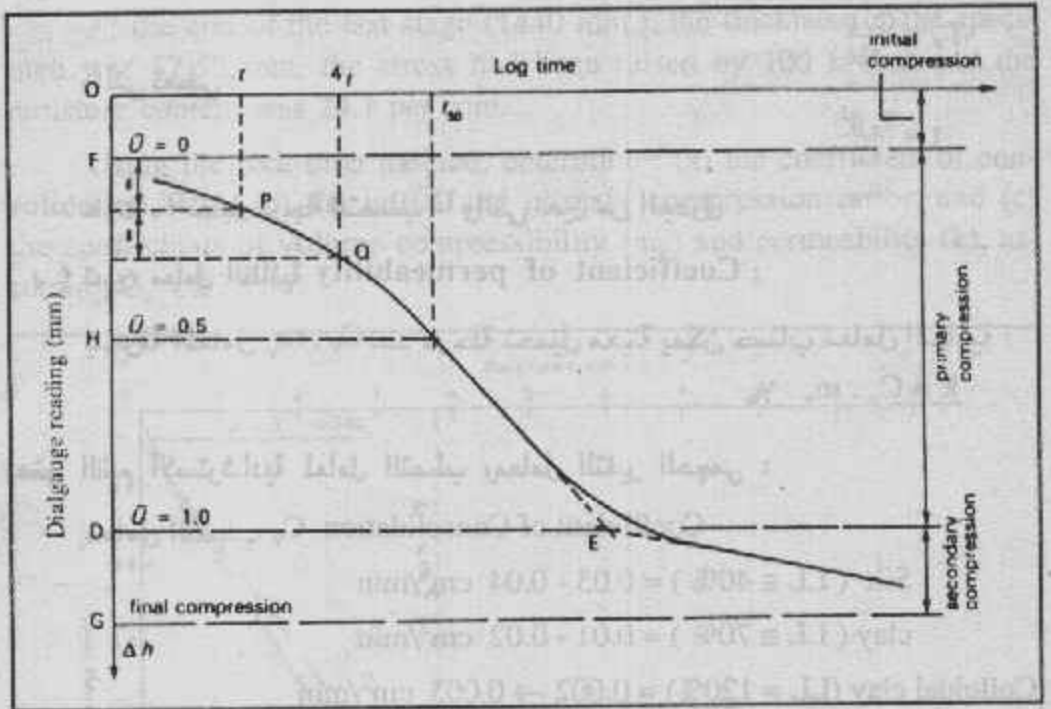
وبإيجاد قيمة T_{90} من الجدول يكون :

لاحظ مراحل التصلب المبينة على هذه العلاقة في شكل (٩-٢٤) .



شكل (٩-٢٤) طريقة جذر الزمن

(ب) طريقة لوغاريتم الزمن The Log Time Method (طريقة كازاجراندي) :



شكل (٩-٢٥) طريقة لوغاريتم الزمن

تمثل العلاقة - عند مرحلة معينة من التحمل - بين قراءات ال dial gauge ولوغاريتم الزمن فينتج العلاقة المبينة بالشكل (٩-٢٥). وعلى هذه العلاقة تعين النقطة المقابلة لبداية مرحلة التصلب $U = 0$ وذلك بأخذ أى زمن فى بداية المنحنى وزمن مقابل بنسبة ١ : ٤ (مثلاً دقيقة وأربع دقائق أو دقيقتان مقابل ثمان وهكذا). كما تعين النقطة المقابلة لنهاية مرحلة التصلب عند $U = 100\%$ كما فى الشكل وبين نقطتى بداية ونهاية مرحلة التصلب تعين على المنحنى النقطة المقابلة لدرجة تصلب مقدارها $U = 50\%$ ويعين الزمن المقابل لها فيكون هو t_{50} ثم يعين معامل التصلب كما يلى :

$$C_v = \frac{T_{50} d^2}{t_{50}}$$

ويتعين قيمة T_{50} من الجدول يكون :

$$C_v = \frac{0.196 d^2}{t_{50}}$$

ويلاحظ وجود خلاف فى النتائج من الطريقة الأولى عن الثانية $(\log t, \sqrt{t})$ وهناك رأى يجب أخذ متوسط النتيجة فى الطريقتين .

(ج) حساب زمن الهبوط Calculation of Settlement time :

يمكن حساب الزمن المقابل لأى هبوط من المعادلة :

$$T_v = \frac{C_v t}{d^2}$$

والتي تعطى :

$$t = \frac{T_v d^2}{C_v}$$

حيث T_v تقابل درجة التصلب U والتي تعين من الجدول .

(د) تعيين معامل النفاذية C_v Coefficient of permeability :

بمعرفة المعامل m_v ، C_v عند مرحلة تحميل معينة يمكن حساب معامل النفاذية :

$$k = C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w$$

بعض القيم الاسترشادية لمعامل التصلب ومعامل التغير الحجمي :

معامل التصلب C_v Coefficient of Consolidation

Silt (LL \cong 40%) = 0.03 - 0.04 cm^2/min

clay (LL \cong 70%) = 0.01 - 0.02 cm^2/min

Colloidal clay (LL = 120%) = 0.002 \rightarrow 0.005 cm^2/min

معامل التغير الحجمي m_v Coefficient of volume change

Soft clay $m_v > 0.05 \text{ cm}^2/\text{kg}$

Firm clay $m_v > 0.02 - 0.05 \text{ cm}^2/\text{kg}$

Stiff clay $m_v > 0.02 \text{ cm}^2/\text{kg}$

} هذه القيم
محسوبة
من مرحلة
2 kg/cm^2

Example 9-3 : During one of the loading stages in a consolidation test the following changes in thickness were recorded :

Time (min.)	0.00	0.04	0.25	0.50	1.00	2.25	4.00	6.25	9.00
Change in thickness (mm)	0.00	0.121	0.233	0.302	0.390	0.551	0.706	0.859	0.970
Time (min.)	12.25	16.00	25.00	36.00	64.00	100	360	1440	
Change in thickness (mm)	1.065	1.127	1.205	1.251	1.300	1.327	1.401	1.482	

first straight line. This 'corrected' straight line is assumed to intersect the experimental curve at $U = 0.90$ (point C).

(a) From the plot, $\sqrt{t_{90}} = 3.79 \therefore t_{90} = 14.36 \text{ min.}$

From Table (9-1), $T_{90} = 0.848$

Average thickness of the specimen during this stage = $17.53 + \frac{1.482}{2}$
 $= 18.27 \text{ mm}$

\therefore length of drainage path, $d = \frac{18.27}{2} = 9.14 \text{ mm}$

$$C_v = \frac{T_{90} d^2}{190} = \frac{0.848 \times 9.14^2}{14.36}$$

$$= \underline{4.93 \text{ mm}^2/\text{min.}}$$

(b) From the plot, $\Delta h_{90} = 1.108 \text{ mm}$

and $\Delta h_0 = 0.078 \text{ mm}$

Then $\Delta h_{100} = \frac{1.108 - 0.078}{0.90} + 0.078 = 1.222 \text{ mm}$

Total $\Delta h = 1.482 \text{ mm}$

Hence, initial compression ratio, $r_i = \frac{0.078}{1.482} = \underline{0.053}$

and primary compression ratio, $r_p = \frac{1.222 - 0.078}{1.482} = \underline{0.772}$

(c) Final void ratio, $e_1 = m_1 G_s = 0.247 \times 2.70 = 0.667$

Initial thickness, $h_0 = 17.53 + 1.472 = 19.00 \text{ mm}$

Change in void ratio, $\Delta e = \frac{\Delta h}{h_0} (1 + e_0)$

$$= \frac{1.482 \times 1.667}{19.00} = 0.130$$

Initial void ratio, $e_0 = 0.667 + 0.130 = 0.797$

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \cdot \frac{1}{1 + e_0}$$

$$= \frac{0.130 \times 10^3}{100 \times 1.797} = 0.723 \text{ m}^2/\text{MN}$$

$$k = C_v m_v \gamma_w = 4.93 \times 10^{-6} \times 0.723 \times 10^{-3} \times 9.81$$

$$= \underline{3.5 \times 10^{-8} \text{ m/min.}}$$

So that $\Delta h_f = \Delta h_O = 0.233 - (0.390 - 0.233) = 0.076 \text{ mm}$

Two straight lines are now drawn : one through the final few points of the curve and the other through points in the middle portion. At the intersection of these two lines, point E is located, at which $U = 1.0$.

From the plot : $\Delta h_{100} = 1.224 \text{ mm}$

Then $\Delta h_{50} = \frac{1.224 - 0.076}{2} + 0.076 = 0.650 \text{ mm}$

Now locating Δh_{50} on the plot, $\log t_{50}$ is found to be 0.525, giving $t_{50} = 3.35 \text{ min}$.

From Table 9-1 : $T_{50} = 0.197$.

As in worked example 10.5, $d = 9.14 \text{ mm}$

$$C_v = \frac{T_{50} d^2}{t_{50}} = \frac{0.197 \times 9.14^2}{3.35} = 4.91 \text{ mm}^2/\text{min}$$

(b) From the plot $\Delta h_{100} = 1.224 \text{ mm}$

and $\Delta h_0 = 0.076 \text{ mm}$

Total $\Delta h = 1.482 \text{ mm}$

Hence, initial compression ratio, $r_i = \frac{T_{50} d^2}{t_{50}} = \frac{0.197 \times 9.14^2}{3.35}$

and primary compression ratio, $r_p = \frac{1.224 - 0.076}{1.482} = 0.775$

(c) This part of the solution is identical to that given for part (c) of worked example 9-3 :

Example 9-5 : The coefficient of consolidation (c_v) for a clay was found to be $0.955 \text{ mm}^2/\text{min}$. The final consolidation settlement estimated for a 5 m thick layer of this clay was calculated at 280 mm. Assuming there is a permeable layer both above and below and a uniform initial excess porewater pressure distribution, calculate the settlement time for : (a) 90 per cent primary consolidation, and (b) a settlement of 100 mm.

Since this is an "open" layer, the drainage path, $d = \frac{5.0}{2} = 2.5 \text{ m}$

$$= 2.5 \times 10^3 \text{ mm}$$

and since the initial Δu distribution was uniform, $m = 1$

(a) From Table 9-1, for $U = 0.90$, $T_{90} = 0.848$.

$$\begin{aligned} \text{Time for 90\% settlement } t_{90} &= \frac{T_{90} d^2}{C_v} \\ &= \frac{0.848 (2.5 \times 10^{-3})^2}{0.955} = 5.55 \times 10^6 \text{ min.} \\ &= \underline{10.55 \text{ yr}} \end{aligned}$$

(b) For 100 mm settlement, $U = \frac{100}{280} = 0.357$

From Table 9-1, $T_{35.7} = 0.102$ (interpolating linearly)

$$\begin{aligned} \text{Time for 100 mm settlement } t_{35.7} &= \frac{0.102 (2.5 \times 10^{-3})^2}{0.955} = 0.668 \times 10^6 \text{ min.} \\ &= \underline{1.27 \text{ yr}} \end{aligned}$$

Example 9-5 : The following compression readings were taken during an oedometer test on a saturated clay specimen ($G_s = 2.73$) when the applied pressure was increased from 214 to 429 kN/m²:

Time (min)	0	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	$2\frac{1}{4}$	4	9	16	25
Gauge (mm)	5.00	4.67	4.62	4.53	4.41	4.28	4.01	3.75	3.49
Time (min)	36	49	64	81	100	200	400	1440	
Gauge (mm)	3.28	3.15	3.06	3.00	2.96	2.84	2.76	2.61	

After 1440 min the thickness of the specimen was 13.60 mm and the water content 35.9%. Determine the coefficient of consolidation from both the log time and the root time plots and the values of the three compression ratios. Determine also the value of the coefficient of permeability.

Total change in thickness during increment = 5.00 - 2.61 = 2.39 mm

Average thickness during increment = 13.60 + 2.39/2 = 14.80 mm

Length of drainage path, $d = 14.80/2 = 7.40$ mm

From the log time plot (Fig. 9.28).

$$t_{50} = 12.5 \text{ min}$$

$$c_v = \frac{0.196 d^2}{t_{50}} = \frac{0.196 \times 7.40^2}{12.5} \times \frac{1440 \times 365}{10^6} = 0.45 \text{ m}^2/\text{year}$$

From the root time plot (Fig. 9-26) $\sqrt{t_{90}} = 7.30$, therefore

$$t_{90} = 53.3 \text{ min}$$

$$c_v = \frac{0.848 d^2}{t_{90}} = \frac{0.848 \times 7.40^2}{53.3} \times \frac{1440 \times 365}{10^6} = 0.46 \text{ m}^2/\text{year}$$

In order to determine the permeability, the value of m_v must be calculated.

$$\text{Final void ratio : } e_1 = w_1 G_s = 0.359 \times 2.73 = 0.98$$

$$\text{Initial void ratio : } e_0 = e_1 + \Delta e$$

Now,

$$\frac{\Delta e}{\Delta H} = \frac{1 + e_0}{H_0}$$

i.e.

$$\frac{\Delta e}{2.39} = \frac{1.98 + \Delta e}{15.99}$$

Therefore

$$\Delta e = 0.35 \text{ and } e_0 = 1.33$$

Now,

$$\begin{aligned} m_v &= \frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \\ &= \frac{1}{2.33} \times \frac{0.35}{215} = 7.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN} \\ &= 0.70 \text{ m}^2/\text{MN} \end{aligned}$$

Coefficient of permeability :

$$\begin{aligned} k &= c_v m_v \gamma_w \\ &= \frac{0.45 \times 0.70 \times 9.8}{60 \times 1440 \times 365 \times 10^3} \\ &= 1.0 \times 10^{-10} \text{ m/s} \end{aligned}$$

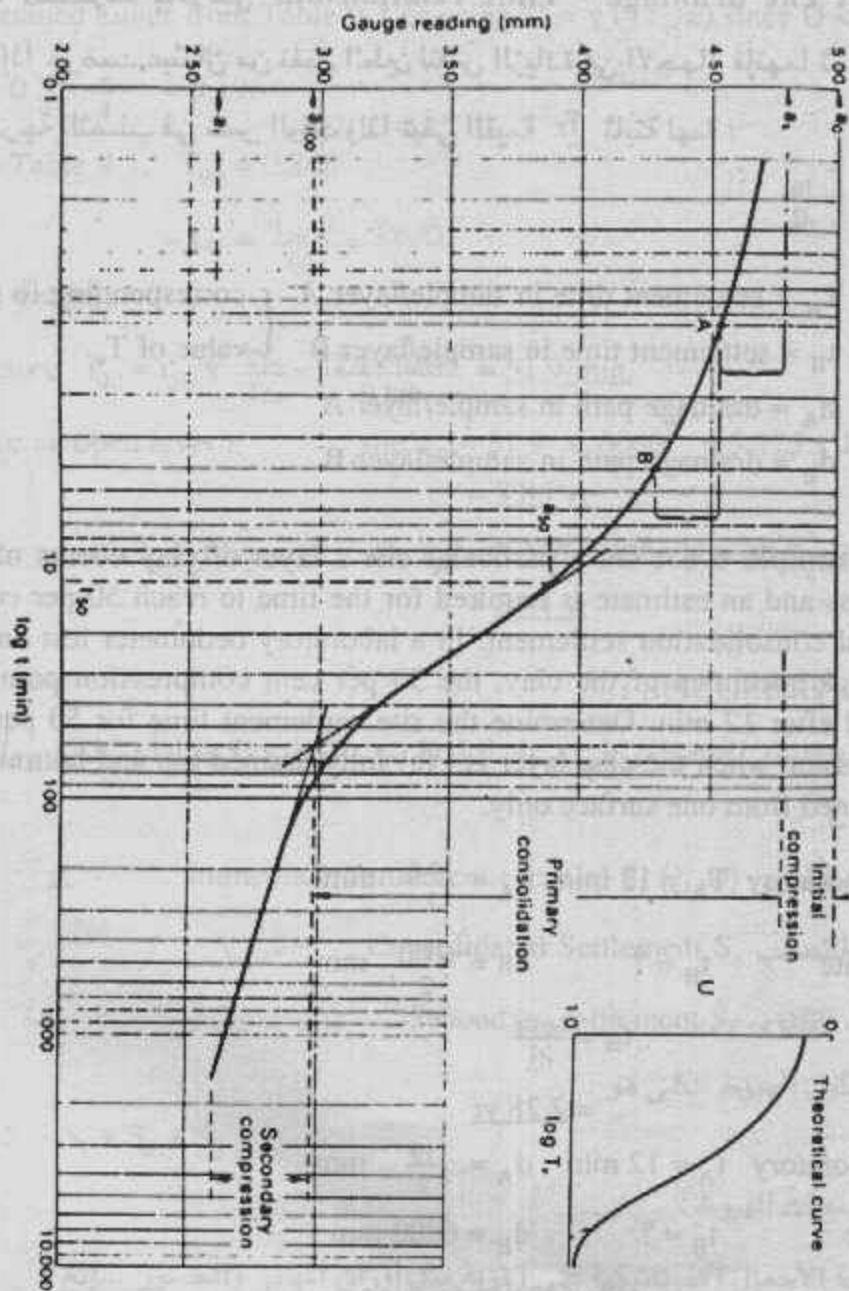


Fig (9-28) The log time method.

علاقة التصرف بالزمن : The drainage - Time relationship

إذا عرضت عينتان من نفس الطين لنفس الزيادة في الاجهاد فإنهما تصلان إلى

نفس درجة التصلب في نفس الوقت ولذا تبقى القيمة $\frac{T_v}{C_v}$ ثابتة لهما :

$$\frac{T_v}{C_v} = \frac{t_A}{d_A^2} = \frac{t_B}{d_B^2}$$

Where T_A = settlement time in sample/layer A } corresponding to same
 t_B = settlement time in sample/layer B } value of T_v .

d_A = drainage path in sample/layer A

d_B = drainage path in sample/layer B

Example 9-6 : On a particular site a layer of clay occurs of 6 m thickness and an estimate is required for the time to reach 50 per cent of the final consolidation settlement. In a laboratory oedometer test on a 19 mm thick specimen of the clay, the 50 per cent compression point was reached after 12 min. Determine the site settlement time for 50 per cent compression when the clay layer is : (a) fully drained top and bottom, and (b) drained from one surface only.

(a) Laboratory $T_A = 12 \text{ min}$ $d_A = \frac{19.0}{2} \text{ mm}$

Site $t_B = ?$ $d_B = \frac{6000}{2} \text{ mm}$

$$t_B = \frac{t_A d_B^2}{d_A^2}$$

$$= 2.28 \text{ yr}$$

(b) Laboratory $t_A = 12 \text{ min.}$ $d_A = \frac{19}{2} \text{ mm}$

Site $t_B = ?$ $d_B = 6000 \text{ mm}$

$$t_B = \frac{12 \times 6000^2}{19^2} \times 2^2 = 9.12 \text{ yr}$$

Example 9-7 : Using the data from worked example 10.8, determine both the laboratory and site times for 90 per cent consolidation .

The time taken for 50 per cent consolidation is known so T_{50} must be obtained either from Table 9-1 or using $U = \sqrt{(4T/\pi)}$ since $U < 0.6$.

$$T_{50} = 0.5^2 \frac{\pi}{4} = 0.196$$

From Table 9-1, $T_{90} = 0.848$

$$\text{Now } C_v = \frac{T_{50} d^2}{t_{50}} = \frac{T_{90} d^2}{t_{90}}$$

but $d = \text{constant}$

$$\text{Therefore } t_{90} = t_{50} \times \frac{T_{90}}{T_{50}} = \frac{12.0 \times 0.848}{0.196} = \underline{51.9 \text{ min.}}$$

$$\text{and for an open layer : } \text{site } t_{90} = 51.9 \times \frac{6000^2}{60} = 5.175 \times 10^6 \text{ min.} \\ = \underline{9.85 \text{ yr}}$$

$$\text{and for a half-closed layer : } \text{site } t_{90} = 5.175 \times 10^6 \times 4 = 20.7 \times 10^6 \text{ min.} \\ = \underline{39.4 \text{ yr}}$$

: Settlements الهبوط

الهبوط هو الانخفاض فى سمك الطبقة نتيجة زيادة الاجهادات عليها ، والهبوط

ثلاثة أنواع :

١- الهبوط الفورى (المرن) S_i Immediate Settlement (elastic)

٢- هبوط التصلب S_c Consolidated Settlement

٣- الهبوط الثانوى S_s Secondary settlement

ويكون الهبوط الكلى هو :

$$S = S_i + S_c + S_s$$

مسيبات الهبوط :

١ - نتيجة الأحمال الاستاتيكية على التربة مثل أوزان المباني والجسور ... إلخ .

٢ - نتيجة الأحمال الحية والمتحركة كالمركبات على الطرق والاهتزازات ... إلخ .

٣ - انخفاض مستوى المياه الجوفية والذي يسبب زيادة الاجهاد الفعال وبالتالي زيادة الاجهاد على طبقات التربة .

٤ - أعمال المناجم والأنفاق والتي تغير من الاجهاد الفعال على طبقات التربة أسفل هذه الأعمال .

أولا : الهبوط الفوري (الإبتدائي أو المرن) :

Immediate (intial or elastic) Settlement S_i :

$$S_i = \frac{q B (1 - \nu^2)}{E_u} I_p$$

بحسب من المعادلة الآتية :

Where q = intensity of contact pressure (kN/m^2)

B = least lateral dimension, e. g. breadth (m)

ν = Poisson's ratio

E_u = undrained modulus of elasticity (kN/m^2)

I_p = influence factor .

ويعين المعامل I_p من الجدول (٩-٤) .

جدول (٩-٤) قيم I_p

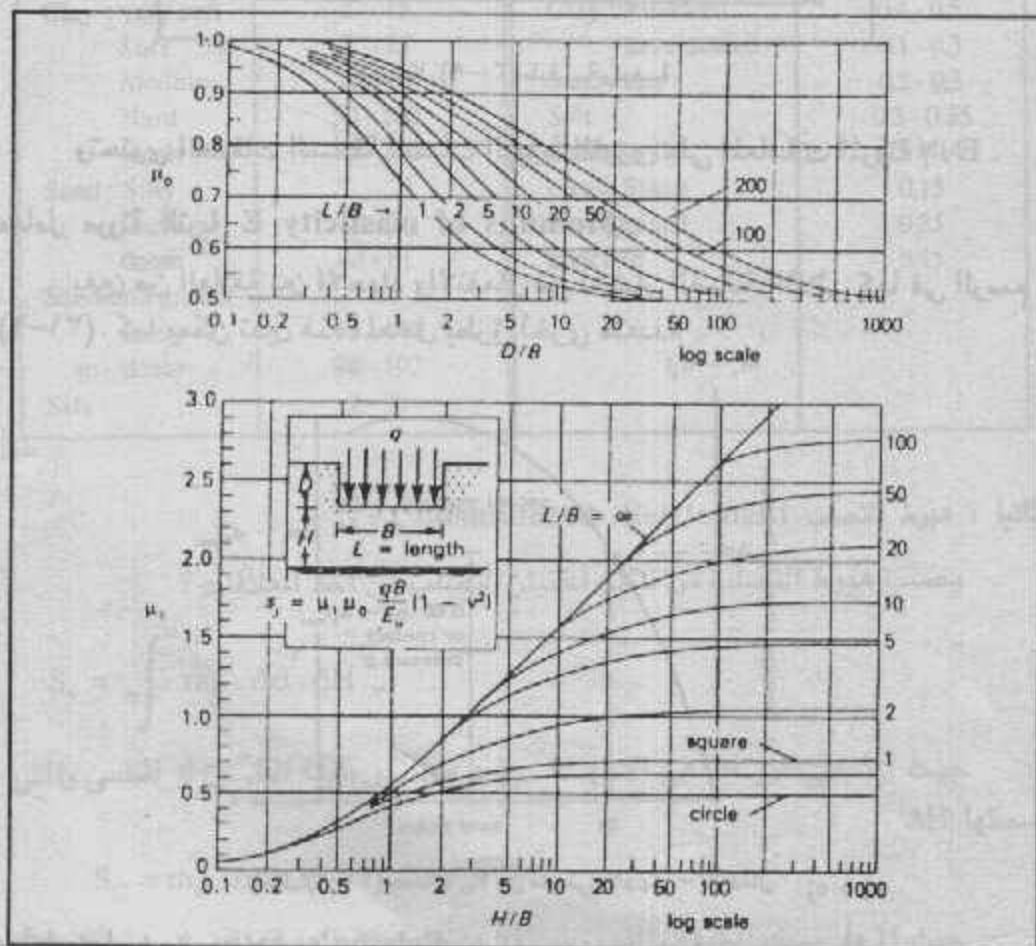
Influence Factors for Various Types of Foundation

Footing Shape	Flexible Footing			Rigid Footing
	Centre	Corner	Average	
Square	1.12	0.56	0.95	0.82
Circular	1.0	0.64	0.85	
Rectangular $\frac{L}{B} = 1.5$	1.36	0.68	1.20	0.06
2.0	1.53	0.77	1.31	1.20
5.0	2.10	1.05	1.83	1.70
10.0	2.52	1.26	2.25	2.20
100.0	3.38	1.69	2.96	3.40

وعند الحصول على μ_0 في الجدول (٩-٤) يفترض أن الطبقة تحت الأساس ممتدة امتداداً معقولاً . وحينما يكون سمك الطبقة محدود بقيمة أقل من ضعف عرض الأساس فإن الهبوط الفوري يعين من العلاقة الآتية التي وضعها جانبي Janbu :

$$s_i = \frac{\mu_0 \mu_1 q B (1 - \nu^2)}{E_v}$$

وتعين المعاملات μ_0 , μ_1 من المنحنيات في شكل (٩-٢٩) .

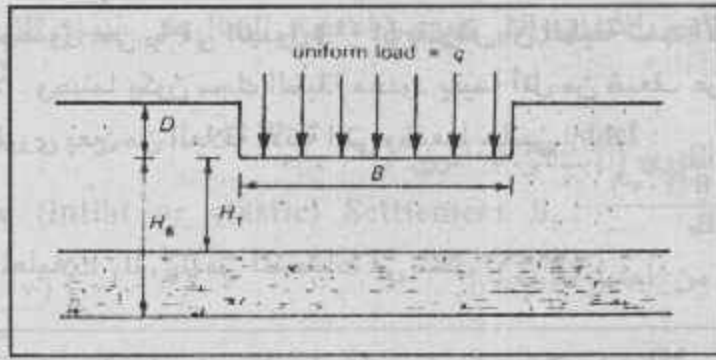


Coefficients for immediate settlement under a flexible foundation (After Janbu et al. 1956)

شكل (٩-٢٩) تعين المعاملات μ_0 , μ_1

وفي حالة إيجاد الهبوط لطبقة رقيقة محصورة كما في الشكل (٩-٣٠) يحسب أولاً $\mu_1(B)$ للطبقة H_B ثم يحسب المعامل $M_{1(T)}$ للطبقة H_T ويحسب الهبوط باستخدام المعامل μ_1 حيث :

$$\mu_1 = \mu_1(B) - \mu_1(T)$$



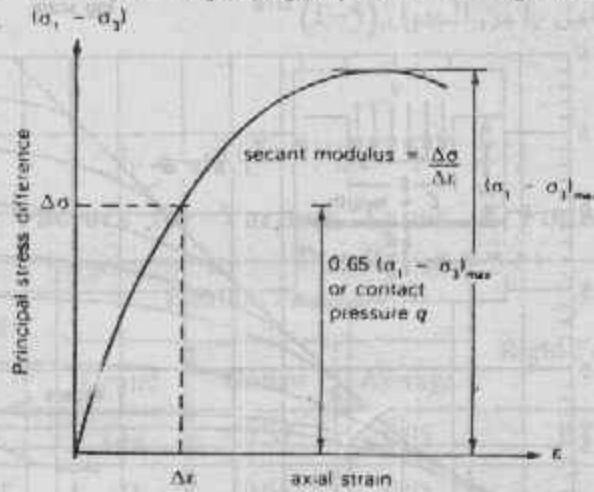
شكل (٢٠-٩) طبقة رقيقة

وتحتوى العلاقات السابقة لحساب الهبوط الفوري على المعاملات المرنة E, γ .

معامل مرونة التربة Modulus of elasticity E :

يعين من العلاقة بين الاجهاد والانفعال فى اختبار الضغط الثلاثى كما فى الرسم

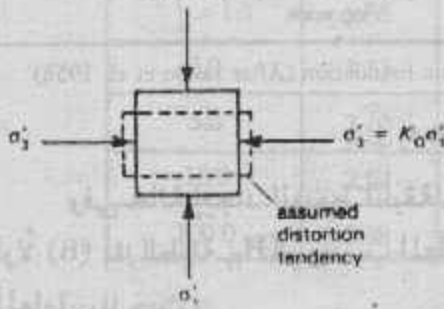
(٢١-٩). كما يمكن تعيين هذا المعامل بطرق أخرى متعددة.



شكل (٢١-٩) حساب E_{30} من منحنى الاجهاد - الانفعال $\sigma_1 > \sigma_3$

معامل بواسن γ Poisson's ratio:

يعين هذا المعامل من نظرية المرونة:



$$\sigma_3 = K_0 \sigma_1 = \frac{v}{1-v} \sigma_1$$

$$K_0 = \frac{v}{1-v}$$

وحيث:

$$v = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

تصل إلى:

شكل (٢٢-٩) معامل بواسن

Thus for a saturated clay where $K_o = 1.0$, $\gamma = 0.5$
and for a sand where (typically) $K_o = 0.5$, $\gamma = 0.25$

بعض القيم الاسترشادية لعاملات المرونة :

Soil	E_s MPa	Soil	γ
Clay : very soft	2 - 15	Clay : saturated	0.4 - 0.5
Soft	5 - 25	unsaturated	0.1 - 0.3
Medium	15 - 50	Sandy clay	0.2 - 0.3
Hard	50 - 100	Silt	0.3 - 0.35
Sandy	25 - 250	dense Sand	0.2 - 0.4
Sand : Silty	7 - 21	coarse Sand	0.15
loose	10 - 24	Fine grained	0.25
dense	48 - 81	concrete	0.15
Sand and gravel			
loose	48 - 144		
dense	96 - 192		
Silt	2 - 20		

ثانيا : هبوط التصلب Consolidated Settlement :

يحسب هبوط التصلب من نتائج اختبار التصلب من أحد العلاقات :

$$S_c = \int_0^H m_v \cdot \Delta\sigma \cdot \Delta H$$

حيث $\Delta\sigma$ هي الزيادة في الاجهاد عند محور طبقة الطين أو الطمي والتي

سمكها ΔH .

$$S_c = m_v \cdot \Delta\sigma \cdot H$$

حيث H هو سمك الطبقة والذي يجب ألا يزيد عن 3 مترا لاستخدام هذه العلاقة

وفي حالة ما تكون H أكبر من 3 مترا تقسم إلى طبقات صغيرة يحسب لكل منها

الهبوط ويكون الهبوط الكلي هو مجموع الهبوطات للطبقات الصغيرة .

$$S_c = \frac{H C_c}{H e_i} \log \frac{\sigma_f}{\sigma_i} \quad , \quad \sigma_f = \sigma_i + \Delta\sigma$$

حيث σ_i هي الضغط الفعال المؤثر الابتدائي عند محور الطبقة .

$$S_c = \frac{e_i - e_f}{1 + e_i} H$$

ثالثاً : الهبوط الثانوى Secondary Settlement :

طرق حساب الهبوط الثانوى أكثر صعوبة من قياس الأنواع السابقة ونظراً للقيمة الصغيرة للهبوط الثانوى فإنه يهمل فى الحساب ويكون :

$$S = S_i + S_c$$

الهبوط النسبى differential Settlement :

عندما يتعرض مبنى أو أساس لهبوط غير متساو فإن هذا المبنى أو الأساس يكون متعرضاً لهبوط متباين (هبوط نسبى) ويحدث ذلك بسبب :

١ - التغير فى طبقات وصفات التربة .

٢ - التغير فى أحمال الأساس .

٣ - التحميل الواسع على الأساسات المرنة .

٤ - اختلاف زمن الإنشاء .

٥ - التغير فى حالة الموقع نفسه .

قيم الهبوط والهبوط النسبى المسموح بها Allowable Settlement :

Max. Settlement	Isolated Footing	Soil
clay	8 cm	8 - 13 cm
Sand	5 cm	5 - 8 cm
differential Settlement		
clay	4 cm	
Sand	2.5 → 3 cm	

Example 9-8 : A footing 6 m square, carrying a net pressure of 160 kN/m^2 , is located at a depth of 2 m a deposit of stiff clay 17 m thick: a firm stratum lies immediately below the clay. From oedometer tests on specimens of the clay the value of m_v was found to be $0.13 \text{ m}^2/\text{MN}$ and from triaxial tests the value of A was found to be 0.35. The undrained Young's modulus for the clay is estimated to be 55 MN/m^2 . Determine the total settlement under the centre of the footing .

In this case there will be significant lateral strain in the clay be-

neath the footing (resulting in immediate settlement) and it is appropriate to use the Skempton-Bjerrum method. The section is shown in Fig. 9.32.

(a) Immediate settlement. The influence factors are obtained from Fig. 9-29. Now :

$$H/B = 15/6 = 2.5$$

$$D/B = 2/6 = 0.33$$

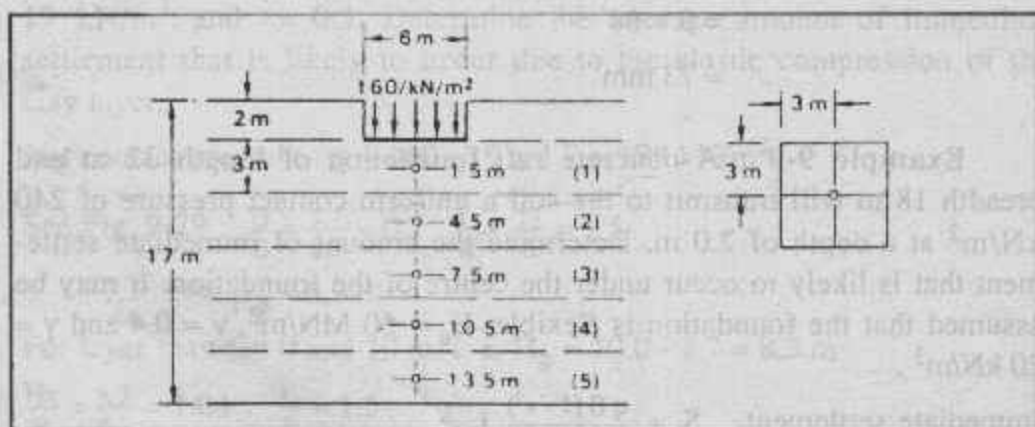
$$L/B = 1$$

$$\therefore \mu_0 = 0.91 \text{ and } \mu_1 = 0.60.$$

Hence ,

$$S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_u}$$

$$= 0.91 \times 0.60 \times \frac{160 \times 6}{55} = 9.5 \text{ mm}$$



شکل (۹-۳۲)

Table 9-5

Layer	z (m)	m, n	I_r	$\Delta \sigma'$ (kN/m ²)	S_{oud} (mm)
1	1.5	2.00	0.233	149	58.1
2	4.5	0.67	0.121	78	30.4
3	7.5	0.40	0.060	38	14.8
4	10.5	0.285	0.033	21	8.2
5	13.5	0.222	0.021	13	5.1
					116.6

(b) Consolidation settlement. In Table 9-5.

$$\Delta\sigma' = 4 \times 160 \times I_p \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S_{\text{ced}} = 0.13 \times \Delta\sigma' \times 3 = 0.39 \Delta\sigma' \text{ (mm)}$$

Now,

$$\frac{H}{B} = \frac{15}{6.77} = 2.2$$

(Equivalent diameter = 6.77 m.)

$$A = 0.35$$

Hence, from Fig. 7.12,

$$\mu = 0.55$$

Then

$$S_c = 0.55 \times 116.6 = 64 \text{ mm}$$

$$\text{Total settlement} = S_i + S_c$$

$$= 9 + 64$$

$$= 73 \text{ mm}$$

Example 9-9 : A concrete raft foundation of length 32 m and breadth 18 m will transmit to the soil a uniform contact pressure of 240 kN/m² at a depth of 2.0 m. Determine the amount of immediate settlement that is likely to occur under the centre of the foundation. It may be assumed that the foundation is flexible, $E_u = 50 \text{ MN/m}^2$, $\nu = 0.4$ and $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

$$\text{Immediate settlement, } S_i = \frac{qB(1-\nu^2)}{E_u} I_p$$

$$\frac{L}{B} = \frac{32}{18} = 1.78$$

$$\text{From Table 9-4 (interpolating) : } I_p = 1.36 + (1.53 - 1.36) \frac{1.78 - 1.50}{2.00 - 1.50} = 1.46$$

$$\text{Net contact pressure, } q = 240 - 20 \times 2 = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Then } S_i = \frac{200 \times 18 (1 - 0.4^2) \times 1.46 \times 10^3}{50 \times 10^3} = 88 \text{ mm}$$

Example 9-10 : A foundation of dimensions 6 x 3 m, is to transmit a uniform net contact pressure of 175 kN/m² at a depth of 1.5 m in a layer of clay which extends to a depth of 5 m beneath the surface. As-

suming $E_u = 40 \text{ MN/m}^2$ and $\nu = 0.5$, determine the average amount of immediate settlement that is likely to occur.

See Fig. 9-29 $\frac{D}{B} = \frac{1.5}{3.0} = 0.15$ $\frac{L}{B} = \frac{6}{3} = 2$

$\therefore \mu_0 = 0.9$

$\frac{H}{B} = \frac{3.5}{3.0} = 1.17$ $\frac{L}{B} = 2$

$\therefore \mu_1 = 0.55$

Then

$$S_i = \frac{0.9 \times 0.55 \times 175 \times 3 \times 10^3 (1 - 0.5^2)}{40 \times 10^3} = 4.9 \text{ mm}$$

Example 9-11 : A flexible foundation of dimensions $12 \times 8 \text{ m}$ is required to transmit a uniform contact pressure of 160 kN/m^2 at a depth of 1.7 m below the ground surface. A layer of sandy clay is located between 5 and 10 m below the ground surface for which $E_u = 35 \text{ MN/m}^2$, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, and $\nu = 0.3$. Determine the average amount of immediate settlement that is likely to occur due to the elastic compression of the clay layer.

Net contact pressure, $q = 160 - 19 \times 1.7 = 128 \text{ kN/m}^2$.

See Fig. 9-29 : $\frac{D}{B} = \frac{1.7}{8.0} = 0.2$ $\frac{L}{B} = \frac{12}{8} = 1.5$

$\therefore \mu_0 = 0.97$

For layer between 0 and 10 m , i. e. $H_B = 10.0 - 1.7 = 8.3 \text{ m}$

$\frac{H_B}{B} = \frac{8.3}{8.0} = 1.04$ $\frac{L}{B} = 1.5$

$\therefore \mu_{1(B)} = 0.149$

For layer between 0 and 5 m , e. e. $H_T = 5.0 - 1.7 = 3.3 \text{ m}$

$\frac{H_T}{B} = \frac{3.3}{8.0} = 0.41$ $\frac{L}{B} = 1.5$

$\therefore \mu_{1(T)} = 0.27$

Then $\mu_1 = 0.49 - 0.27 = 0.22$

And

$$S_i = \frac{0.97 \times 0.22 \times 128 \times 8 \times 10^3 (1 - 0.3^2)}{35 \times 10^3} = 5.7 \text{ mm}$$

Example 9-12 : A clay laying on an impervious rock and having pervious overburden is 10 metres thick. Calculate the final settlement and time required for 60% consolidation due to construction of a structure at the top of the stratum, importing a uniform load of 20 tonnes/m².

The initial and final void ratio of the clay were found to be 0.752 and 0.722 respectively. Clay is saturated and the structure may be considered infinite in any horizontal direction.

C_u for the clay = 16×10^{-4} sq. cm/sec.

and for $U = 60\%$, $T_v = 0.16$.

Solution :

Settlement : $S = H \cdot \Delta p \cdot m_v$

and $m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{\Delta p} \cdot \frac{1}{1 + e_0}$

$$[\Delta e = 0.752 - 0.722 = 0.03]$$

$$= \frac{0.03}{2000} \times \frac{1}{1 + 0.752}$$

$$\therefore 20 \text{ t/m}^2 = \frac{20 \times 10000 \times 1000}{100 \times 100} = 2000 \text{ gm/cm}^2$$

$$= \frac{0.03}{2000 \times 1.752}$$

$$\therefore S = 10 \times 100 \times 2000 \times \frac{0.03}{2000 \times 1.752}$$

$$= \frac{10 \times 3}{1.752} = 17.1 \text{ cm.}$$

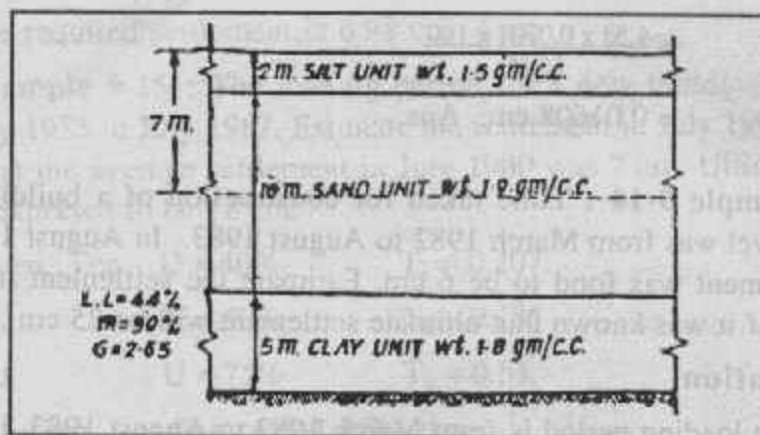
$$\therefore t = \frac{T_v H^2}{C_v}$$

$$= \frac{0.16 \times 10 \times 100 \times 10 \times 100}{35 \times 10^{-4}}$$

$$= \frac{16 \times 10 \times 1000 \times 1000}{35 \times 60 \times 60 \times 24 \times 365}$$

$$= \frac{200 \times 10000}{35 \times 36 \times 3 \times 365} = 14.5 \text{ years. Ans.}$$

Example 9-13 : A mat 15 m x 15 m and weighing 2 t/m² is to be constructed on surface of a soil strata. The profile is given below. The number of squares enclosed by the plan of the mat on a Newmark's diagram is 90. Calculate the settlement at the centre of mat. The influence area of each square is 0.005.



شکل (۹-۲۲)

Solution .

The intensity of vertical stress at a point

= Numbers of influence area x Load per unit area at the surface x Influence factor .

$$= 90 \times 2 \times 0.005$$

$$= 0.9 \text{ t/m}^2 .$$

Pre-loading pressure at the centre of the clay stratum

$$= 2 \times 1.5 + (7 - 2) \times 1.9 + 5 (1.9 - 1) + 2.5 \times (1.8 - 1)$$

$$= 3 + 9.5 + 4.5 + 2$$

$$= 19 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore \gamma_i = \gamma_w G \frac{(1 + w_c)}{1 + e}$$

or
$$1.8 = 2.65 \frac{(1 + 0.3)}{1 + e}$$

or
$$1 + e = \frac{1.3 \times 2.65}{1.8} = 1.915$$

$$\therefore e = 0.915$$

$$\therefore C_c = 0.009 (\text{L. L.} - 10\%)$$

$$= 0.009 \times 34 = 0.306$$

$$S = \frac{HC_v}{1 + e} \log_{10} \frac{p + \Delta p}{p}$$

$$= \frac{5 \times 0.306}{1 + 0.91} \log_{10} \frac{19 + 0.9}{19}$$

$$= \frac{1.53 \times 0.0201 \times 100}{1.915}$$

$$= 0.01608 \text{ cm. Ans.}$$

Example 9-14 : Time taken for construction of a building above ground level was from March 1982 to August 1983. In August 1986 average settlement was found to be 6 cm. Estimate the settlement in December 1987 if it was known that ultimate settlement will be 25 cm .

Solution.

Here loading period is from March 1982 to August 1983, i.e. 10 + 8 = 18 months.

For calculating settlement, time t is taken from the middle of the loading period.

Thus 6 cm of settlement occurred in $(\frac{18}{2} + 12 \times 3) = 45$ month.

And it is required to know settlement which will occur in $(\frac{18}{2} + 12 \times 4 + 4) = 61$ months.

Let us assume that at $t = 1.5$ months degree of consolidation U will be ≤ 0.6 .

\therefore Under this condition, $U = 1.13 \sqrt{T_v}$

Let $S_1 =$ settlement at time t_1

and $S_2 =$ settlement at time t_2

$$\therefore \frac{S_1}{S_2} = \frac{U_1}{U_2} = \text{and } \frac{U_1 \sqrt{T_{v1}}}{U_2 \sqrt{T_{v2}}}$$

$$\frac{S_1}{S_2} = \sqrt{\frac{T_{v1}}{T_{v2}}} = \sqrt{\frac{t_1}{t_2}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \therefore T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad C_v \text{ and } H \\ \text{is same for two cases} \end{array} \right.$$

$$\therefore \frac{6}{S_2} = \frac{\sqrt{45}}{\sqrt{61}}$$

$$\therefore S_2 = \frac{6\sqrt{61}}{\sqrt{45}} = \frac{6 \times 7.8}{6.7} = 6.98 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{Degree of consolidation } U = \frac{6.98}{2.5} = 0.465$$

Since U is less than 0.6, the relationship used is valid. If $U > 60\%$ this relation will not be used.

The required settlement is 6.98 cm. Ans.

Example 9-15 : The loading period for a new building continued from July 1985 to July 1987. Estimate the settlement in July 1985 if it was found that the average settlement in July 1980 was 7 cm. Ultimate settlement is expected to be 16 cm.

Given : For $U = 40\%$ $T_v = 0.207$

$U = 50\%$ $T_v = 0.281$

and $U = 75\%$ $T_v = 0.54$.

Solution. Loading period = 2 years.

The time for settlement calculation is taken from middle of the loading period.

\therefore At $t = 3 + \frac{2}{2} = 4$ years settlement is 7 cm.

at $t_1 = 9$ years settlement is required.

Let after 9 years U be < 0.6 .

$\frac{7}{S} = \frac{\sqrt{4}}{\sqrt{9}} \therefore S = \frac{7 \times 3}{2} = 10.5$ cm.

Degree of consolidation = $\frac{10.5}{16} = 0.656$

Which is more than 0.6. Hence above relationship cannot be used.

We shall proceed as follows.

$S_1 = 7$ cm. at $t = 4$ years.

$S = 16$ cm = ultimate settlement.

\therefore For degree of consolidation (at $t = 4$ years) $\frac{7}{16} = 0.438$

[From given value of T_0 for $U = 40\%$ and 50% , value of T_v was calculated for $U = 43.8\%$]

$\therefore T_v = \frac{C_v t}{H^2} = 0.24$... (1)

$\therefore \frac{C_v}{H^2} = \frac{0.24}{4} = 0.06$ [putting $t = 4$ years in above equation (1)]

For $t = 9$ years .

$T_v = \frac{C_v \times 9}{H^2} = 0.06 \times 9 = 0.54$ [Taking value of $\frac{C_v}{H^2}$ from Eq. (1)]

Since it is given in problem that at $T_v = 0.54$, $U = 0.75$

$\therefore U = 0.75$ after 9 years

\therefore Settlement in July 1975, i. e. after 9 years

$$= 0.75 \times 16$$

$$= 12 \text{ cm. Ans.}$$

Example 9-16 : A foundation was constructed 5 metres below the surface of a sandy stratum. The profile of ground with soil property is shown below. From consolidation test it was found that the clay was just consolidated under original overburden and relationship between the effective pressure p in kg/cm^2 and the void ratio "e" of the clay was expressed by the formula.

$$e = 1.3 - 0.32 \log_{10} p.$$

If gross pressure increase caused by the weight of structure be 10 t/m^2 at the top and 1 t/m^2 at the bottom of clay stratum and pressure release due to excavation is 5 t/m^2 and 0.75 t/m^2 at the top and bottom of the clay stratum respectively, calculate the settlement expected due to compression of the clay stratum. Assume the pressure within the clay stratum to be linear.

Density of sand 2.4 gm/c. c. and density of clay 2.1 gm/c. c.

Solution. Effective pressure at mid depth of clay layer

$$= [2.4 \times 8] + [(2.4 - 1) \times 2] + [(2.1 - 1) \times 5]$$

$$= 19.2 + 1.4 \times 2 + 1.1 \times 5$$

$$= 19.2 + 2.8 + 5.5 = 27.5 \text{ t/m}^2$$

$$[\therefore \text{ gm/c. c.} = \text{tonnes/metre}^2]$$

$$= \frac{27.5 \times 1000}{100 \times 100} = 2.75 \text{ kg/cm}^2$$

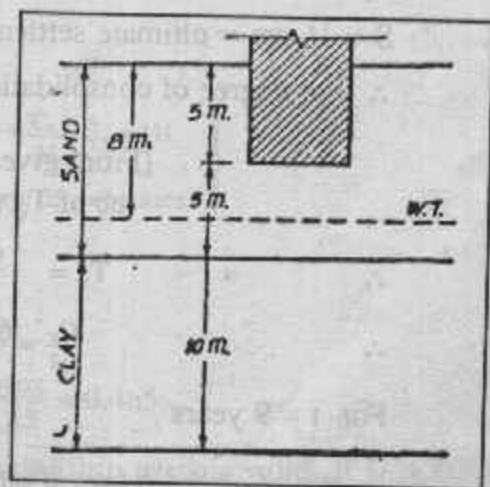
\therefore Corresponding void ratio e

$$= 1.3 - 0.32 \log_{10} 2.75$$

$$= 1.3 - 3.2 \times 0.4393$$

$$= 1.3 - 0.404$$

$$= 1.1596$$



شکل (۹-۲۴)

Pressure increase at top of clay stratum = 10 t/m^2

Pressure increase at bottom of clay stratum = 1 t/m^2

Since the pressure increase is linear,

Pressure at mid depth of clay = $\frac{10+1}{2} = 5.5 \text{ t/m}^2$

And pressure decrease at mid depth due to excavation

= $\frac{5+0.75}{2} = 2.875 \text{ t/m}^2$

\therefore Net average pressure increase

$\Delta p = 5.5 - 2.875 = 2.625 \text{ t/m}^2$

= $\frac{2.625 \times 1000}{100 \times 100} = 0.2625 \text{ kg/cm}^2$

We have got the formula that change in void ratio

$$e_0 - e = C_0 \log_{10} \frac{p + \Delta p}{p}$$

$$\Delta e = C_0 \log_{10} \frac{p + \Delta p}{p}$$

$$= 0.32 \log_{10} \frac{2.75 + 0.2625}{2.75}$$

$$= 0.32 \log_{10} 1.09$$

$$= 0.0119$$

Settlement S is given by $S = m_v H \Delta p$

$$\text{and } m_c = \frac{a_v}{1+e} = \frac{\Delta e}{\Delta p} \times \frac{1}{1+e} \quad [\therefore a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}]$$

$$\therefore S = \frac{\Delta e}{\Delta p} \cdot \frac{1}{1+e} \times H \times \Delta p$$

$$= \frac{\Delta e}{1+e} H \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Here } e \text{ is the original void} \\ \text{ratio, } e. e. \text{ void ratio before} \\ \text{the foundation was made} \end{array} \right.$$

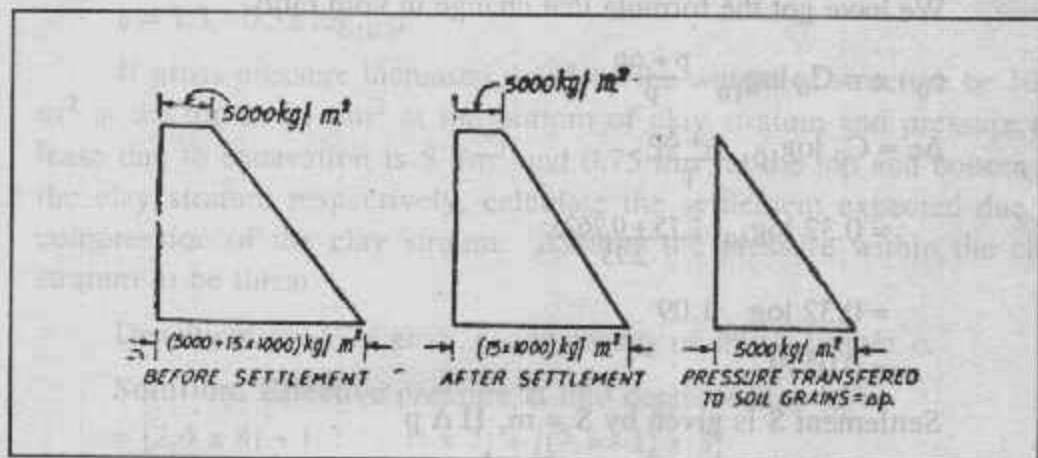
Now putting numerical values in the above equation,

$$\text{Settlement } S = \frac{0.0119}{1+1.1596} \times 10 \times 100$$

$$= \frac{11.9}{2.1596} = 5.52 \text{ cm. Ans.}$$

Example 9-17 : A boring was done at a place and 15 metres thick clay stratum was found above a sand stratum. The clay was found to be just consolidated under its present overburden. The hydrostatic pressure at top of the clay stratum was found to be 5000 kg/cm^2 . Due to pumping of water from the sand stratum (which was under the clay) it was found that pressure in the water below the clay layer reduced permanently by 5000 kg/m^2 . If initial and final void ratio of the clay before and after pumping were 0.92 and 0.9, calculate the ultimate settlement at the ground surface and settlement after 2 years of pumping. Assume C_v for the clay $40 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Solution. Here the settlement is caused due to reduction of water pressure. The water pressure diagram before and after settlement is as follows :



($v_0 = 0.9$) ك.ا.ش

We know that $\Delta p = 5000 \text{ kg/m}^2$

$$= \frac{5000 \times 1000}{100 \times 100} = 500 \text{ gm/cm}^2$$

Settlement

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

$$m = \frac{a_v}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{\Delta p} \times \frac{1}{1 + e_0}$$

$$= \frac{(0.92 - 0.9)}{500} \times \frac{1}{1 + 0.92}$$

$$= \frac{0.02}{500} \times \frac{1}{1.92}$$

$$\therefore S = 15 \times 100 \times 500 + \frac{0.02}{500} + \frac{1}{1.92}$$

$$= 15.62 \text{ cm.}$$

$$\therefore \text{Ultimate settlement}$$

$$= 15.62 \text{ cm.}$$

Settlement after two years of pumping :

$$\therefore T_v = \frac{C_v t}{H^2}$$

Putting numerical values

$$T_c = \frac{40 \times 10^{-4} \times 2 \times 365 \times 24 \times 60 \times 60}{\frac{15 \times 100 + \frac{15}{2} \times 100}$$

[Assuming double drainage]

$$= \frac{32 \times 24 \times 36 \times 365}{15 \times 15 \times 100,000}$$

$$= 0.0448$$

We know that $T_v = \frac{\pi}{4} U^2$ for $U \leq 60\%$

$$\therefore U = \sqrt{\frac{4}{\pi} T_v} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{T_v}$$

$$= \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sqrt{0.0448}$$

$$= 0.24.$$

Hence degree of consolidation U is 24% and ultimate settlement is 15.62 cm.

\therefore Settlement after 2 years

$$= 15.62 \times 0.24$$

$$= 3.75 \text{ cm. Ans.}$$

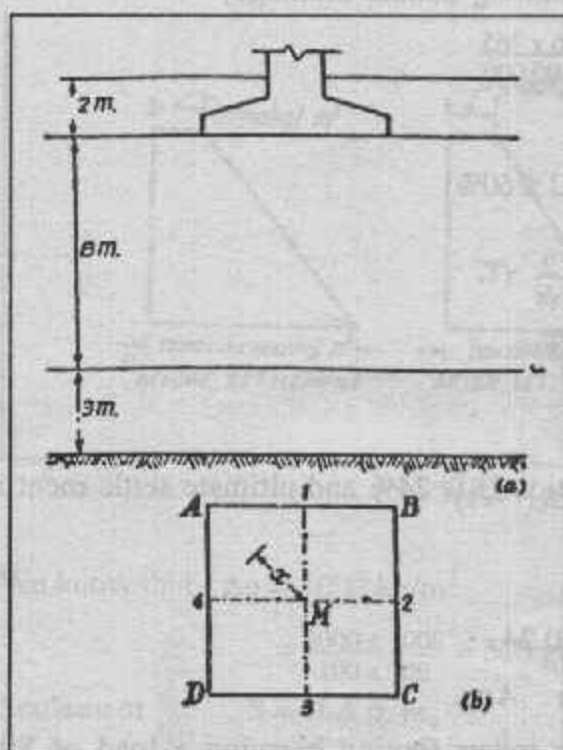
Example 9-18 : A water tower footing carrying a load of 800 tonnes is 4 metres square and rests 2 metres below ground surface on dense sand which exists upto a depth of 10 metres. Below the sand there exists 3 meters thick layer of compressible soil below which there is rock. The effective overburden pressure at the middle of the compressible layer is 14 tonnes/metres². Estimate the settlement that will undergo as

a result of compression of the compressible soil. Liquid limit of the compressible soil = 52% and average void ratio may be taken as 1.13.

Solution. The lateral dimensions of the foundation are more than one-third the depth at which the pressure is calculated. Hence the column load will be taken as U. D. L.

Now U. D. L. is $\frac{800}{16} = 50$ tonnes per square metre. The loaded area will be divided in four equal squares and the pressure below the centre of the foundation M will be calculated which is on corner of each of the four squares [Fig. 9-35 (b)]. It is assumed that loads on smaller squares are acting at their C. G.

Load on each small squares A1 M4, 4M 3D, M2 C3 and M2 B1 is



$50 \times 2 \times 2 = 50 \times 4 = 200$ tonnes. Now radial distance x ,

$$\frac{x}{z} = \frac{1.414}{8 + 1.5}$$

$$= \frac{1.414}{9.5} = 0.149$$

Influence factor

$$K = \frac{3}{2\pi [1 + (0.149)^2]^{5/2}} = 0.445$$

Pressure at point M, (due to one small square) 9.5 metres below bottom of foundation.

شکل (۹-۳۶)

$$= \frac{Q}{z^2} \times K = \frac{200 \times 0.445}{(9.5)^2}$$

$$= 0.986 \text{ t/m}^2.$$

\therefore Pressure due to four squares

$$= 4 \times 0.986$$

$$= 3.942 \text{ t/m}^2.$$

$$C_c = 0.009 \text{ (L. L. + 10\%)}$$

$$= 0.009 (52 - 10)$$

$$= 0.009 \times 42 = 0.378$$

$$\text{Total settlement } S = \frac{HC_c}{1+e} \log_{10} \frac{p + \Delta p}{p}$$

$$= \frac{3 \times 0.378}{1 + 1.13} \log_{10} \frac{14 + 3.942}{14}$$

$$= \frac{1.134}{2.13} \log_{10} 1.281$$

$$= \frac{1.134 \times 0.1076}{2.13}$$

$$= 0.0574 \text{ metre}$$

$$= 5.74 \text{ cm. Ans.}$$

Example 9-19 : A building was to be constructed on a compressible clay stratum. Preliminary settlement analysis indicated a settlement of 5 cm in 6 years and an ultimate settlement of 20 cm. The average increment of pressure in clay is 2 tonnes/m². Following variations were obtained from the assumption used in preliminary analysis :

- (i) During construction, a permanent lowering of watertable by 1 metre took place.
- (ii) In previous estimate loading period was not considered but the loading period was 4 years.
- (iii) The compressible clay stratum was 25% thicker than assumed in original analysis.

Estimate (a) Ultimate settlement .

(b) The settlement at the end of the loading period.

(c) The settlement 3 years after the completion of the building.

Solution : $\Delta p = 2 \text{ t/m}^2$.

$S_1 = 5 \text{ cm}$ in 6 years.

$S_{ult.} = 20 \text{ cm}$.

★

Lowering of watertable - 1 metre.

Loading period - 4 years.

Thickness is 25% more than assumed one.

Now, due to lowering of watertable increase in pressure will be

$$1 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2.$$

Settlement $S \propto$ thickness of stratum.

$$\therefore \frac{S}{S_1} = \frac{H_0}{H_1}$$

or
$$\frac{20}{S_1} = \frac{H_v}{1.25 H_0}$$

$$\therefore S_1 = 1.25 \times 20 = 25 \text{ cm.}$$

\therefore Ultimate settlement will be 25 cm instead of 20 cm. (Due to thickness of stratum being 25% more than assumed one).

Increase in settlement due to lowering of watertable.

$\Delta p = 2 \text{ t/m}^2$ and due to lowering of W. T.

$$\Delta p = 1 \text{ t/m}^2.$$

\therefore Total change in pressure after lowering of W. T.

$$= 2 + 1 = 3 \text{ t/m}^2.$$

\therefore Settlement $S \propto$ increase in pressure.

$$\therefore \frac{25}{S} = \frac{2}{3}$$

$$\therefore S = \frac{25 \times 3}{2} = 37.5 \text{ cm.}$$

الباب العاشر

الضغط الجانبي للتربة

Lateral Earth Pressure

يوجد الكثير من المنشآت الهندسية وظيفتها سند التربة أى تعمل كدعامة عرضية لكتلة من التربة . ومن هذه المنشآت الحوائط الساندة والستائر اللوحية وغيرها . والضغط الناتج من التربة على هذه المنشآت يسمى الضغط الجانبي Earth pressure والذي يجب تعيينه قبل التصميم لأنه يدخل كحمل أساسى على هذه المنشآت .

ضغط التربة عند السكون : Lateral Earth pressure at Rest

لنأخذ حائط ساند بارتفاع H كما فى شكل (١٠-١) يسند تربة لها وحدة أوزان γ كما يؤثر عند سطح الأرض المجاور للحائط حمل منتظم التوزيع q . وعند أى عمق Z من سطح الأرض يكون الاجهاد الرأسى :

وحيثما لا يسمح للحائط بأى حركة فى جهة التربة أو بعيداً عنها أى أن الانفعال الجانبي يكون مساوياً الصفر وبالتالي التربة لا يحدث لها انفعال جانبي تكون التربة فى هذه الحالة فى حالة السكون at rest state ويكون الضغط الجانبي للتربة فى هذه الحالة σ_h هو ضغط السكون ونسبة الضغط الجانبي هذا إلى الاجهاد الرأسى المؤثر σ_v تسمى معامل ضغط التربة الجانبي عند السكون K_0 .

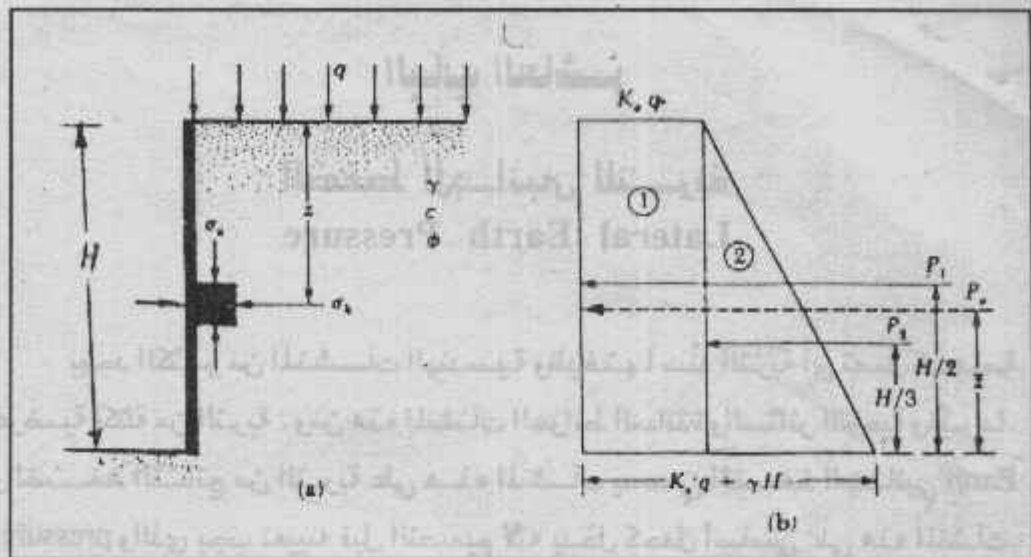
$$K_0 = \sigma_h / \sigma'_v \quad \text{حيث :}$$

وفى هذه الحالة المبينة فى شكل (١٠-١) يكون الضغط الجانبي عند عمق Z :

$$\sigma_h = K_0 \sigma'_v$$

حيث :

$$K_0 = \text{coefficient of at-rest earth pressure}$$



شكل (١-١٠) الضغط الجانبي عند السكون

ويحسب قيمة المعامل K_0 للتربة الرملية المسامية loose sand بالعلاقة :

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

أما للتربة الرملية الكثيفة dense sand فتحسب قيمة K_0 من العلاقة :

$$K_0 = (1 - \sin \phi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right) 5.5$$

حيث γ_d هي وحدة الوزن الموقعية للرمل ، $\gamma_{d(\min)}$ هي أقل قيمة محتملة لوحدة أوزان الرمل .

وللتربة الطينية :

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi$$

حيث : ϕ زاوية الاحتكاك الداخلى للرمل ،

ϕ' زاوية القص الفعال للطين .

ويمكن فى حالة التربة الطينية حساب K_0 من معامل اللدونة PI

$$K_0 = 0.4 + 0.007 (PI) \quad 0 < PI < 40$$

$$K_0 = 0.64 + 0.001 (PI) \quad 40 < PI < 80$$

كما يمكن عامة استخدام العلاقة :

$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log (PI).$$

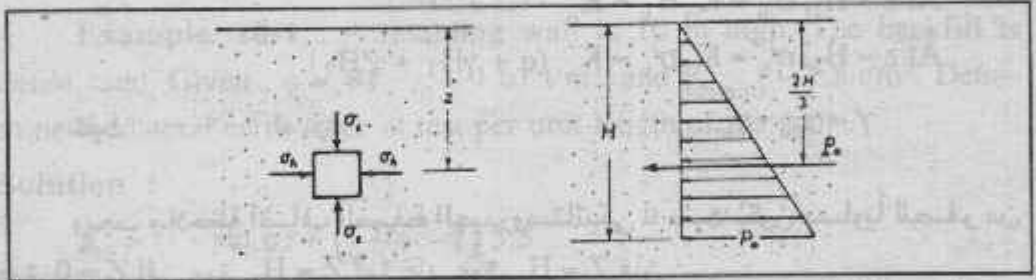
ويعطى جدول (١-١٠) بعض القيم الاسترشادية للمعامل K_0 لبعض أنواع التربة .

جدول (١-١٠) قيم K_0

Soil	K_0 's Effective, Drained	K_0 's Effective, Drained
Soft clay	0.6	1.0
Hard clay	0.5	0.8
Loose sand, gravel	0.6	
Dense sand, gravel	0.4	
Overconsolidated clay	0.6 to 1.4	
Compacted, partially saturated clay	0.4 to 0.7	

وتستخدم العلاقة $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ لتعيين التغير في ضغط التربة الجانبي على أن عمق Z .

وحينما يكون الحمل q مساوياً الصفر فإن توزيع ضغط التربة الجانبي يكون على شكل مثلث شكل (١-١٠).



a. Horizontal and vertical stresses in a soil mass at depth z

b. Pressure distribution and resultant force, P_0 , on vertical surface of height, H

شكل (١-١٠) الضغط الجانبي عند السكون

الضغط الجانبي على أي عمق Z يحسب من :

$$P_{oz} = K_0 \gamma Z$$

وأقصى ضغط جانبي للتربة يكون عند النهاية السفلى للحائط :

$$P_o = K_0 \gamma H$$

أما محصلة الضغط الجانبي P_0 فهي محصلة المثلث وتقع عند $\frac{2H}{3}$:

$$P_0 = \frac{K_0 \gamma H^2}{2}$$

وبالرجوع مرة أخرى للشكل (١٠-١) الذي يبين توزيع الضغط الجانبي على الحائط نجد أن محصلة الضغط الجانبي هي :

$$P_0 = P_1 + P_2 = qK_0 H + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_0$$

حيث P_1 هي مساحة المستطيل 1

و P_2 هي مساحة المثلث 2

وموقع P_0 يكون على خط عمل المحصلة والتي تعين بأخذ العزوم حول قاع الحائط، ولذا :

$$z = \frac{P_1 \left(\frac{H}{2}\right) + P_2 \left(\frac{H}{3}\right)}{P_0}$$

وإذا وقع منسوب المياه الجوفية على أي عمق $Z < H$ فإن توزيع الضغط الجانبي للتربة عند السكون يكون كما بالشكل (١٠-٢) وفي هذه الحالة يكون :

$$\text{At } z = 0, \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 q$$

$$\text{At } z = H_1, \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 (q + \gamma H_1)$$

$$\text{At } z = H_2, \sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2)$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

حيث :

ويجب ملاحظة أضاف الضغط الهيدروستاتيكي u حيث يكون مساوياً للصفر من عمق $Z = 0$ إلى عمق $Z = H_1$ أما عند عمق $Z = H_2$ فإن :

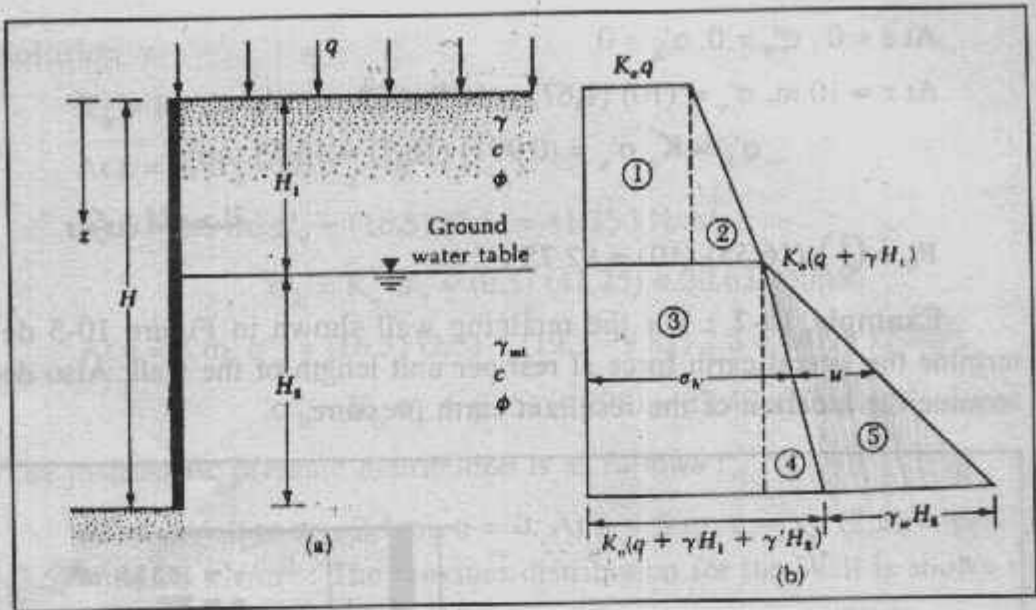
$$u = H_2 \gamma_w$$

وتكون محصلة الضغط الجانبي P_0 هي :

$$P_0 = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5$$

حيث A هي مساحة شكل الضغط سواء كان مثلث أو مستطيل .

$$P_0 = K_0 q H_1 + \frac{1}{2} K_0 \gamma H_1^2 + K_0 (q + \gamma H_1) H_2 + \frac{1}{2} K_0 \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2$$

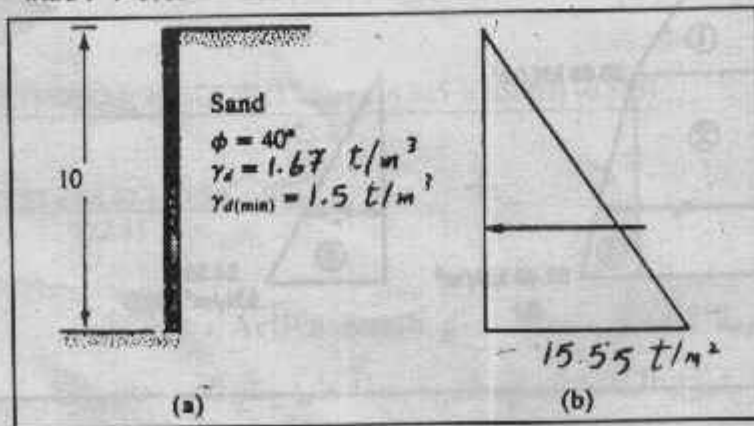


شكل (٣-١٠) الضغط الجانبي عند السكون في حالة وجود مياه جوفية

Example 10-1 : A retaining wall is 10 m high. The backfill is dense sand. Given : $\phi = 40^\circ$, $\gamma_d = 1.67 \text{ t/m}^3$, and $\gamma_{d(\min)} = 1.5 \text{ t/m}^3$. Determine the lateral earth force at rest per unit length of the wall .

Solution :

$$\begin{aligned}
 K_0 &= (1 - \sin \phi) + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(\min)}} - 1 \right) 5.5 \\
 &= (1 - \sin 40) + \left(\frac{1.67}{1.5} - 1 \right) 5.5 \\
 &= 0.357 + 0.634 = 0.991 .
 \end{aligned}$$



شكل (٤-١٠) مثال (١-١٠)

$$\text{At } z = 0, \sigma'_v = 0, \sigma'_h = 0$$

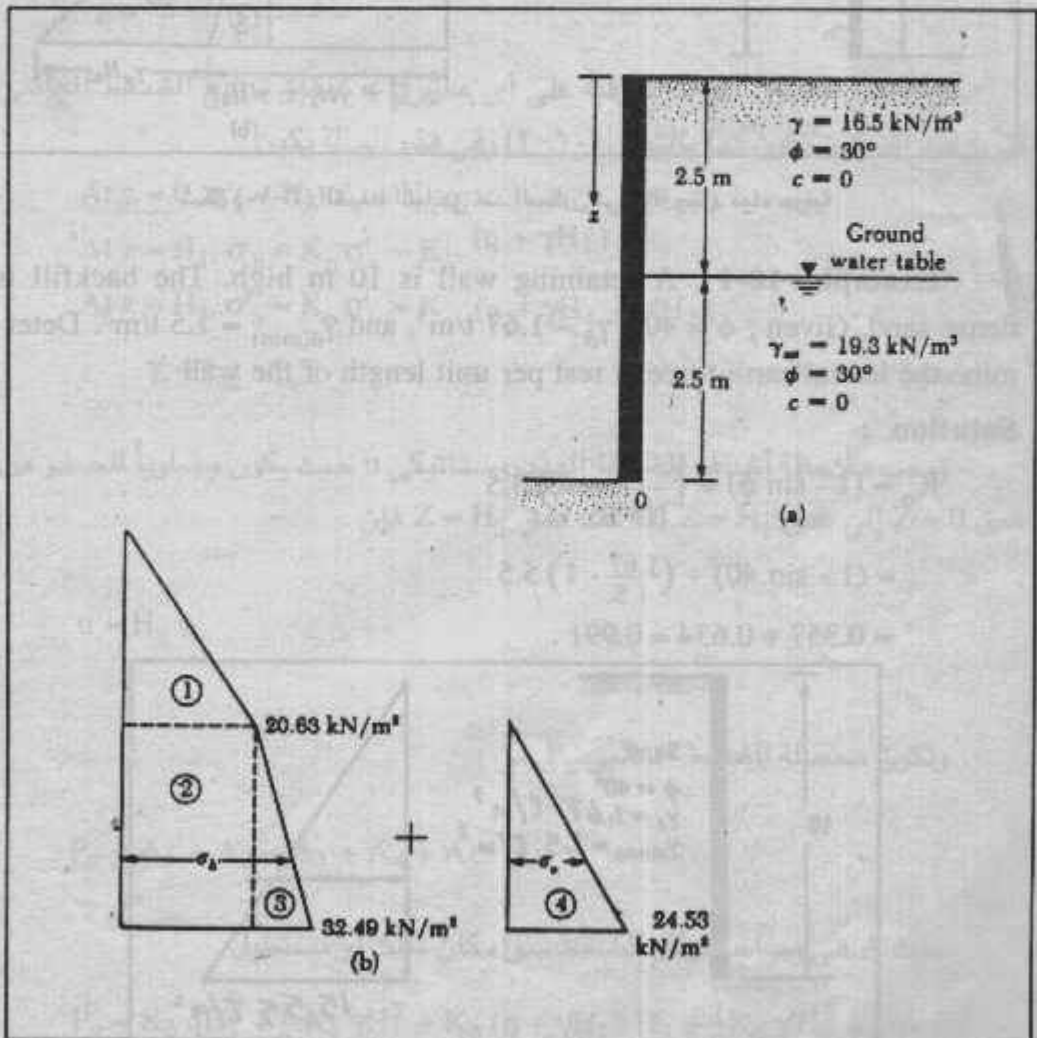
$$\text{At } z = 10 \text{ m}, \sigma'_v = (10) (1.67) = 16.7 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = (0.991) (16.7) = 16.55 \text{ t/m}^2$$

وتكون المحصلة :

$$P_o = \left(\frac{1}{2}\right) (16.55) (10) = 82.75 \text{ t}$$

Example 10-2 : For the retaining wall shown in Figure 10-5 determine the lateral earth force at rest per unit length of the wall. Also determine the location of the resultant earth pressure.



شكل (١٠-٥) مثال (١٠-٢)

Solution :

$$K_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

$$\text{At } z = 0, \sigma'_v = 0; \sigma'_h = 0$$

$$\text{At } z = 2.5 \text{ m, } \sigma'_v = (16.5) (2.5) = 41.25 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = (0.5) (41.25) = 20.63 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{At } z = 5 \text{ m, } \sigma'_v = (16.5) (2.5) + (19.3 - 9.81) 2.5 = 64.98 \text{ kN/m}^2;$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_v = (0.5) (64.98) = 32.49 \text{ kN/m}^2.$$

The hydrostatic pressure distribution is as follows :

From $z = 0$ to $z = 2.5$ m, $u = 0$. At $z = 5$ m, $u = \gamma_w (2.5) = (9.81) (2.5) = 24.53 \text{ kN/m}^2$. The pressure distribution for the Wall is shown in Figure 10-5 b.

The total force per unit length of the wall can be determined from the area of the pressure diagram, or

$$\begin{aligned} P_o &= \text{Area 1} + \text{Area 2} + \text{Area 3} + \text{Area 4} \\ &= \frac{1}{2} (2.5) (20.63) + (2.5) (20.63) + \frac{1}{2} (2.5) (32.49 - 20.63) \\ &\quad + \frac{1}{2} (2.5) (24.53) = 122.85 \text{ kN/m.} \end{aligned}$$

The location of the center of pressure measured from the bottom of the wall (point O) =

$$\begin{aligned} z &= \frac{(\text{Area 1}) (2.5 + \frac{2.5}{3}) + (\text{Area 2}) (\frac{2.5}{2}) + (\text{Area 3} + \text{Area 4}) (\frac{2.5}{3})}{P_o} \\ &= \frac{(25.788)(3.33) + (51.575)(1.25) + (14.825 + 30.663) (0.833)}{122.85} \\ &= \frac{85.87 + 64.47 + 37.89}{122.85} = 1.53 \text{ m} \end{aligned}$$

: Active Earth pressure ضغط التربة الفعال

حينما يتحرك الحائط الساند للتربة بعيداً عنها ينتج تعدد جانبي للتربة بدرجة تكفي لتولد مقاومة القص للتربة ثم اسنفاذها كاملة للوصول إلى حالة اتزان لدق . ويصاحب

وبالرجوع للعلاقة الرابطة بين الاجهادات الرئيسية عندما تمس دائرة مور خط انهيار مور-كولوم (دائرة C في شكل (٧-١٠) :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

وبالتعويض عن الاجهاد الرئيسي الأعظم

والاجهاد الرئيسي الأدنى

نجد :

$$\sigma_v = \sigma_u \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_u = \frac{\sigma_v}{\tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} - \frac{2c}{\tan \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

or

$$\sigma_u = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

حيث K_a معامل رانكين للضغط الفعال :

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = \text{Rankine active pressure coefficient}$$

$$= \frac{1 - \sin 45}{1 + \sin 45}$$

ويمكن تعيين هذا المعامل من جدول (١-١٠) .

والتغير في الضغط الجانبي الفعال مبين في شكل (٨-١٠) ويلاحظ في المشاكل

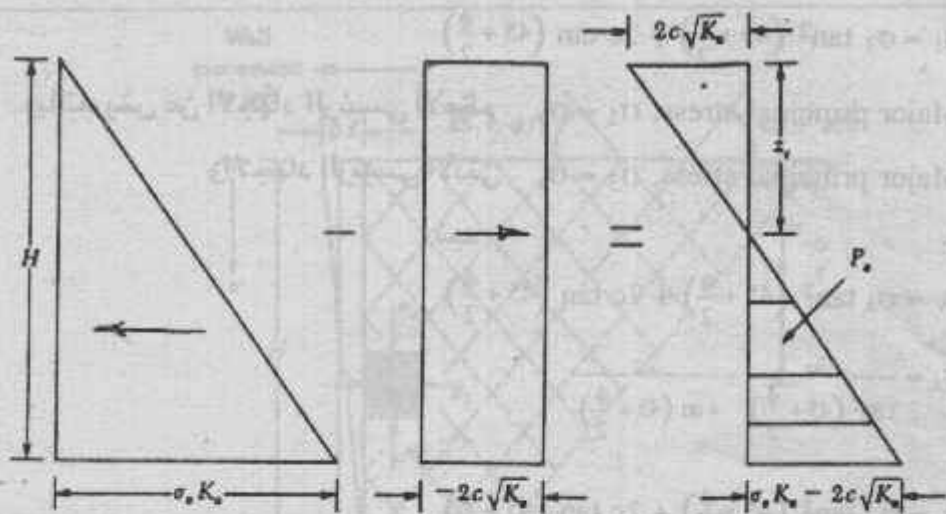
أن $\sigma_v = 0$ عند $Z = 0$ وأن $\sigma_v = \gamma H$ عند $Z = H$ وتوزيع ضغط شد يتناقص مع العمق إلى أن يصل إلى الصفر على عمق $Z = Z_c$ حيث :

$$\gamma Z_c K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0$$

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

والعمق Z_c يسمى «عمق شرخ الشد» depth of tension crack حيث يسبب أجهاد

الشد حدوث شرخ بين التربة والحائط .



شكل (٨-١٠) توزيع الضغط الفعال

ومحصلة الضغط الجانبي الفعال لرانين قبل حدوث شرخ الشد هي :

$$P_a = \int_0^H \sigma_a dz = \int_0^H \gamma z \cdot K_a dz - \int_0^H 2c \sqrt{K_a} dz$$

$$= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a}$$

وبعد حدوث شرخ الشد فإن محصلة الضغط تحدث نتيجة الضغط الموزع

بين $Z = H$ وتكون :

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c) (\gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a})$$

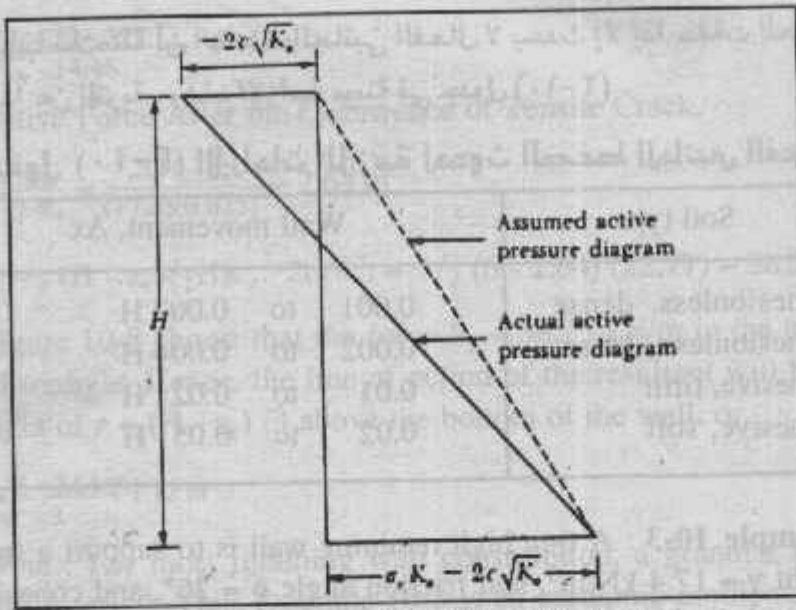
أو

$$P_a = \frac{1}{2} \left(H - \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} \right) (\gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a})$$

ولأغراض التصميم في الحوائط السانده يمكن أخذ محصلة الضغط الجانبي

الفعال كما في الشكل (٨-١٠) وتحسب بالعلاقة :

$$P_a = \frac{1}{2} H (\gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a}) = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - cH \sqrt{K_a}$$



شكل (١٠-٩) الضغط الفعال المفترض للحوائض السائده

جدول (١٠-١) قيم فعال رانكين للضغط الجانبى الفعال

Soil friction angle, ϕ (deg)	$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$
20	0.490
21	0.472
22	0.455
23	0.438
24	0.422
25	0.406
26	0.395
27	0.376
28	0.361
29	0.347
30	0.333
31	0.320
32	0.307
33	0.295
34	0.283
35	0.271
36	0.260
37	0.249
38	0.238
39	0.228
40	0.217
41	0.208
42	0.198
43	0.189
44	0.180
45	0.172

ويجب ملاحظة أن الضغط الجانبي الفعال لا يحدث إلا إذا حققت الحائط إزاحة معينة بعيداً عن التربة. وهذه الإزاحة مبينة في جدول (١٠-٢).

جدول (١٠-٢) الإزاحات اللازمة لحدوث الضغط الجانبي الفعال

Soil type	Wall movement, Δx		
Cohesionless, dense	0.001	to	0.002 H
Cohesionless, loose	0.002	to	0.004 H
Cohesive, firm	0.01	to	0.02 H
Cohesive, soft	0.02	to	0.05 H

Example 10-3 : A 6-m high retaining wall is to support a soil with unit weight $\gamma = 17.4 \text{ kN/m}^3$, soil friction angle $\phi = 26^\circ$, and cohesion $c = 14.36 \text{ kN/m}^2$. Determine the Rankine active force per unit length of the wall both before and after the tensile crack occurs, and determine the line of action of the resultant in both cases.

Solution :

Given : $\phi = 26^\circ$. So

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 (45 - 13) = 0.39$$

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Referring to Figure 10-8 .

$$\text{At } z = 0, \sigma_a = -2c \sqrt{K_a} = -2(14.36) (0.625) = -17.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{At } z = 6 \text{ m, } \sigma_a &= (17.4) (6) (0.39) - 2(14.36) (0.625) \\ &= 40.72 - 17.95 = 22.77 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Active Force Before the Occurrence of Tensile Crack.

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a} \\ &= \frac{1}{2} (6)(40.72) - (6)(17.95) = 122.16 - 107.7 = 14.46 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

The line of action of the resultant can be determined by taking the moment of the area of the pressure diagrams about the bottom of the wall, or

$$P_a \bar{z} = (122.16) \left(\frac{6}{3} \right) - (107.7) \left(\frac{6}{2} \right)$$

or

$$\bar{z} = \frac{244.32 - 323.1}{14.46} = 5.448 \text{ m}$$

Active Force After the Occurrence of Tensile Crack.

$$z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{2(14.36)}{(17.4)(0.625)} = 2.64 \text{ m}$$

$$P_a = \frac{1}{2} (H - z_c)(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) = \frac{1}{2} (6 - 2.64) (22.77) = 38.25 \text{ kN/m}$$

Figure 10-8 shows that the force $P_a = 38.25 \text{ kN/m}$ in the area of the hatched triangle. Hence, the line of action of the resultant will be located at a height of $z = (H - z_c) / 3$ above the bottom of the wall, or

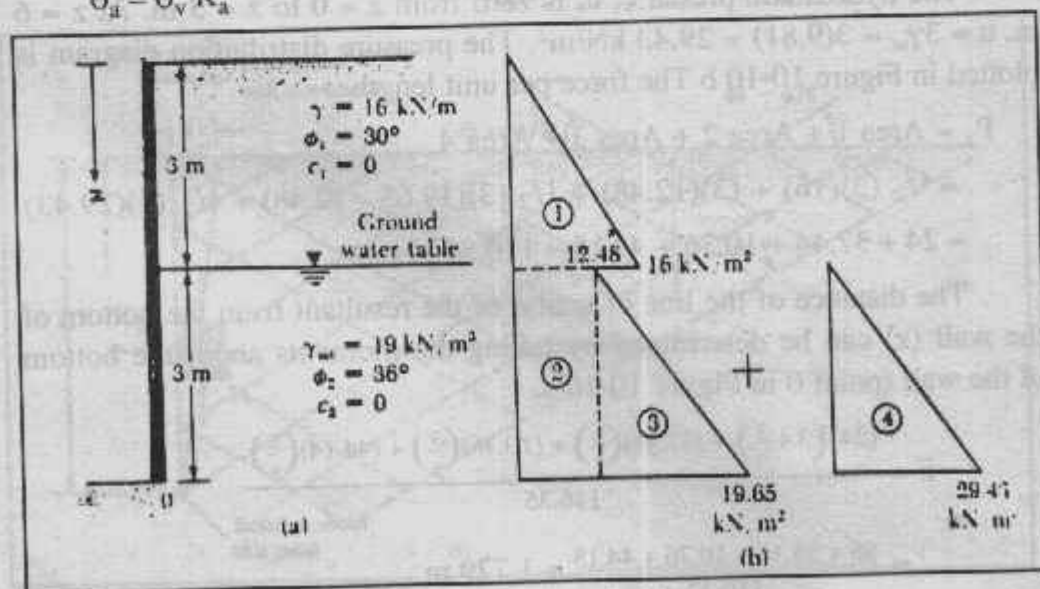
$$\bar{z} = \frac{6 - 2.64}{3} = 1.12 \text{ m}$$

Note : For most retaining wall construction, a granular backfill is used and so $c = 0$. Thus Example 10-3 is an academic problem; however, it illustrates the basic principles of the Rankine active earth pressure equation.

Example 10-4 : Refer to Figure 10-10 Assume that the wall can yield sufficiently and determine the Rankine active force per unit length of the wall. Also determine the location of the resultant line of action.

Solution : If the cohesion, c , is equal to zero

$$\sigma_a = \sigma_v K_a$$



شکل (۱۰-۱۰) مثال (۱۰-۱۰)

For the top soil layer, $\phi_1 = 30^\circ$, so

$$K_{a(1)} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 (45 - 15) = \frac{1}{3}$$

Similarly, for the bottom soil layer, $\phi_2 = 36^\circ$, and

$$K_{a(2)} = \tan^2 \left(45 - \frac{36}{2} \right) = 0.26$$

Because of the presence of the water table, the effective lateral pressure and the hydrostatic pressure have to be calculated separately.

$$\text{At } z = 0, \sigma'_v = 0, \sigma'_a = 0$$

$$\text{At } z = 3 \text{ m, } \sigma'_v = \gamma z = (16)(3) = 48 \text{ kN/m}^2$$

At this depth, for the top soil layer

$$\sigma'_a = K_{a(1)} \sigma'_v = \left(\frac{1}{3} \right) (48) = 16 \text{ kN/m}^2$$

Similarly, for the bottom soil layer

$$\sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_v = (0.26)(48) = 12.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{At } z = 6 \text{ m, } \sigma'_v = (\gamma)(3) + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)(3) = (16)(3) + (19 - 9.81)(3)$$

$$= 48 + 27.57 = 75.57 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_a = K_{a(2)} \sigma'_v = (0.26)(75.57) = 19.65 \text{ kN/m}^2$$

The hydrostatic pressure, u , is zero from $z = 0$ to $z = 3$ m. At $z = 6$ m, $u = 3\gamma_w = 3(9.81) = 29.43 \text{ kN/m}^2$. The pressure distribution diagram is plotted in Figure 10-10 b. The force per unit length

$$P_a = \text{Area 1} + \text{Area 2} + \text{Area 3} + \text{Area 4}$$

$$= \frac{1}{2} (3)(16) + (3)(12.48) + \frac{1}{2} (3)(19.65 - 12.48) + \frac{1}{2} (3)(29.43)$$

$$= 24 + 37.44 + 10.76 + 44.15 = 116.35 \text{ kN/m}$$

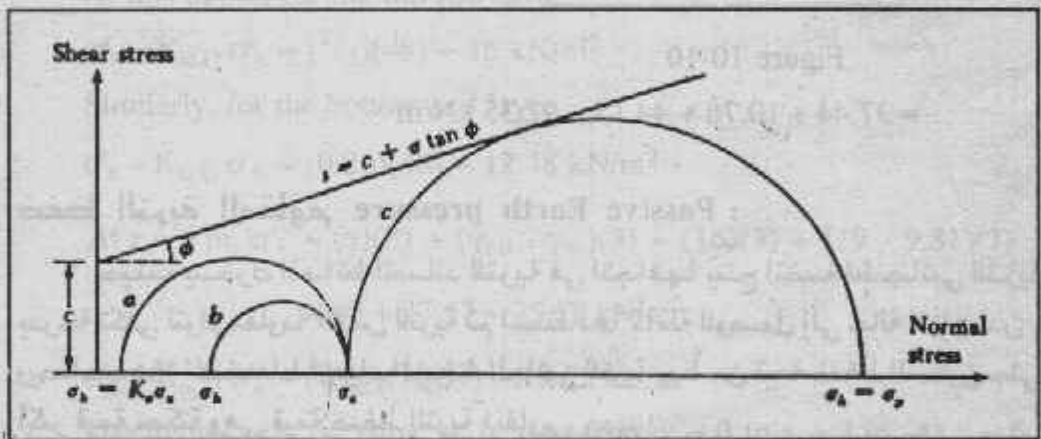
The distance of the line of action of the resultant from the bottom of the wall (z) can be determined by taking the moments about the bottom of the wall (point O in Figure 10-10 a).

$$\bar{z} = \frac{(24)\left(3 + \frac{3}{3}\right) + (37.44)\left(\frac{3}{2}\right) + (10.76)\left(\frac{3}{3}\right) + (44.14)\left(\frac{3}{3}\right)}{116.35}$$

$$= \frac{96 + 56.16 + 10.76 + 44.15}{116.35} = 1.779 \text{ m}$$

وفي شكل (١٠-١٢) تمثل دوائر مور إزاحة الحائط عند $\Delta x = 0$ (دائرة a) وعند $\Delta x > 0$ بعيداً عن الحائط يزداد قيمة الضغط الجانبي عند أى عمق Z (دائرة b). وحينما تستمر الإزاحة ويصل الضغط الجانبي إلى أقصى مداه تماس دائرة خط مور-كولوم للانهييار (دائرة c) والحالة الأخيرة تمثل حالة الانهييار فى كتلة التربة باندفاعها إلى أعلى والضغط الجانبي هنا يسمى الضغط الجانبي لرانكن Rankine Earth pressure ، ومستويات الانهييار فى كتلة التربة تصنع زاوية $(45 - \phi/2) \pm$ مع الافقى .

كما يلخص شكل (١٠-١٢) حالتى الضغط الجانبي الفعال والمقاوم حيث إزاحة الحائط بعيداً عن كتلة التربة يحدث الضغط الجانبي الفعال وإزاحة الحائط فى اتجاه



شكل (١٠-١٢) دوائر مور للضغط المقاوم

التربة يحدث الضغط الجانبي المقاوم . أما فى حالة عدم حدوث إزاحة فى أى من الاتجاهين فتكون التربة فى حالة السكون . وفى الحالات الثلاث فإن الضغط الجانبي σ_h يحسب من العلاقة الآتية للتربة الخشنة :

$$\sigma_h = K \sigma_v$$

حيث k معامل الضغط الجانبي وتتغير قيمته حسب وجود أى من الحالات

السابقة :

K_0 معامل الضغط الجانبي عند السكون .

K_a معامل الضغط الجانبي الفعال .

K_p معامل الضغط الجانبي المقاوم .

أما للتربة الناعمة أو الخليط فيضاف للضغط الجانبي السابق σ_h أو يطرح جزء

الضغط الناتج عن التماسك $\pm 2c \sqrt{K}$

ويبين الشكل (١٠-١٤) العلاقة بين إزاحة أو حركة الحائط والضغط الجانبي للتربة في الحالات الثلاث السابق ذكرها وكذلك علاقة معاملات الضغط الجانبي بالإزاحة نا العرضية. وبالرجوع لشكل (١٠-١٢) عندما تمس دائرة مور خط انهيار مور-كولوم وبعد التعويض عن الاجهادات الرئيسية بالضغط σ_v ، σ_p نصل إلى :

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

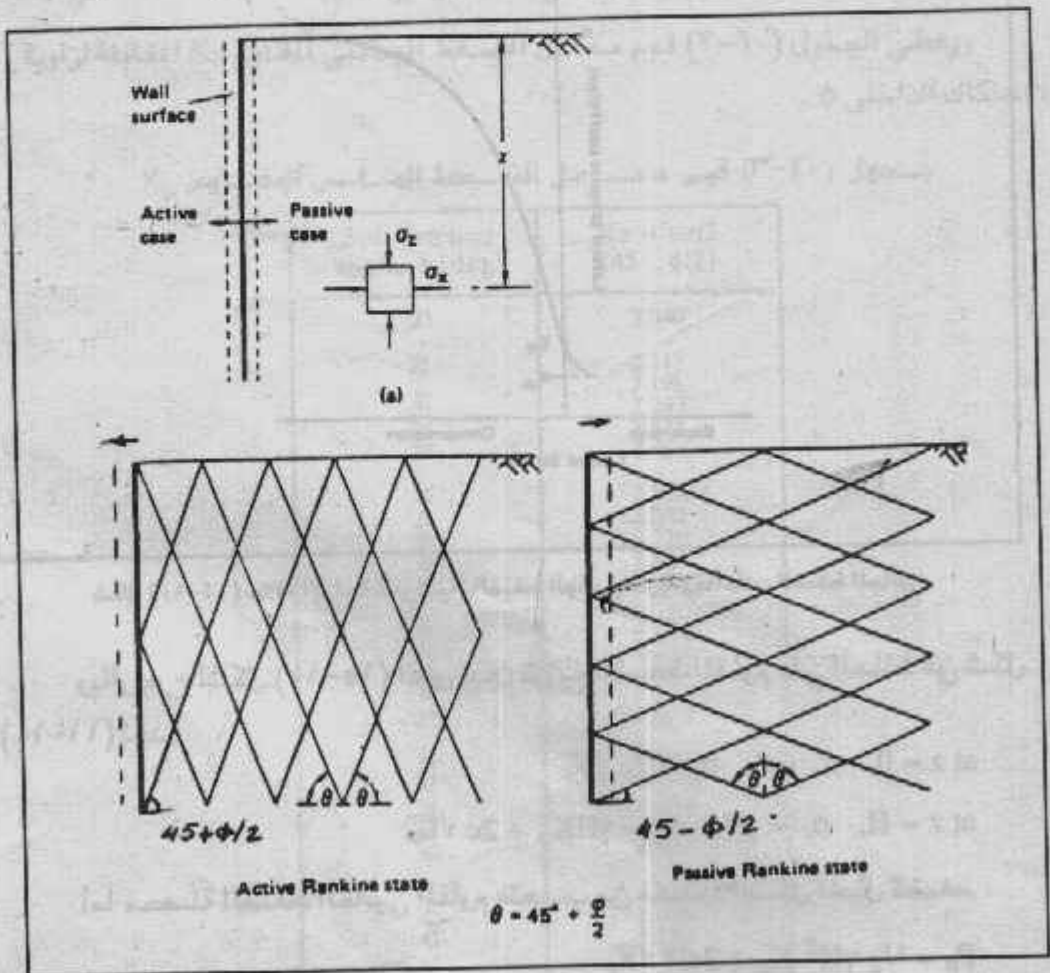
وبالتعويض في هذه المعادلة بقيمة K_p :

K_p = Rankine passive earth pressure coefficient

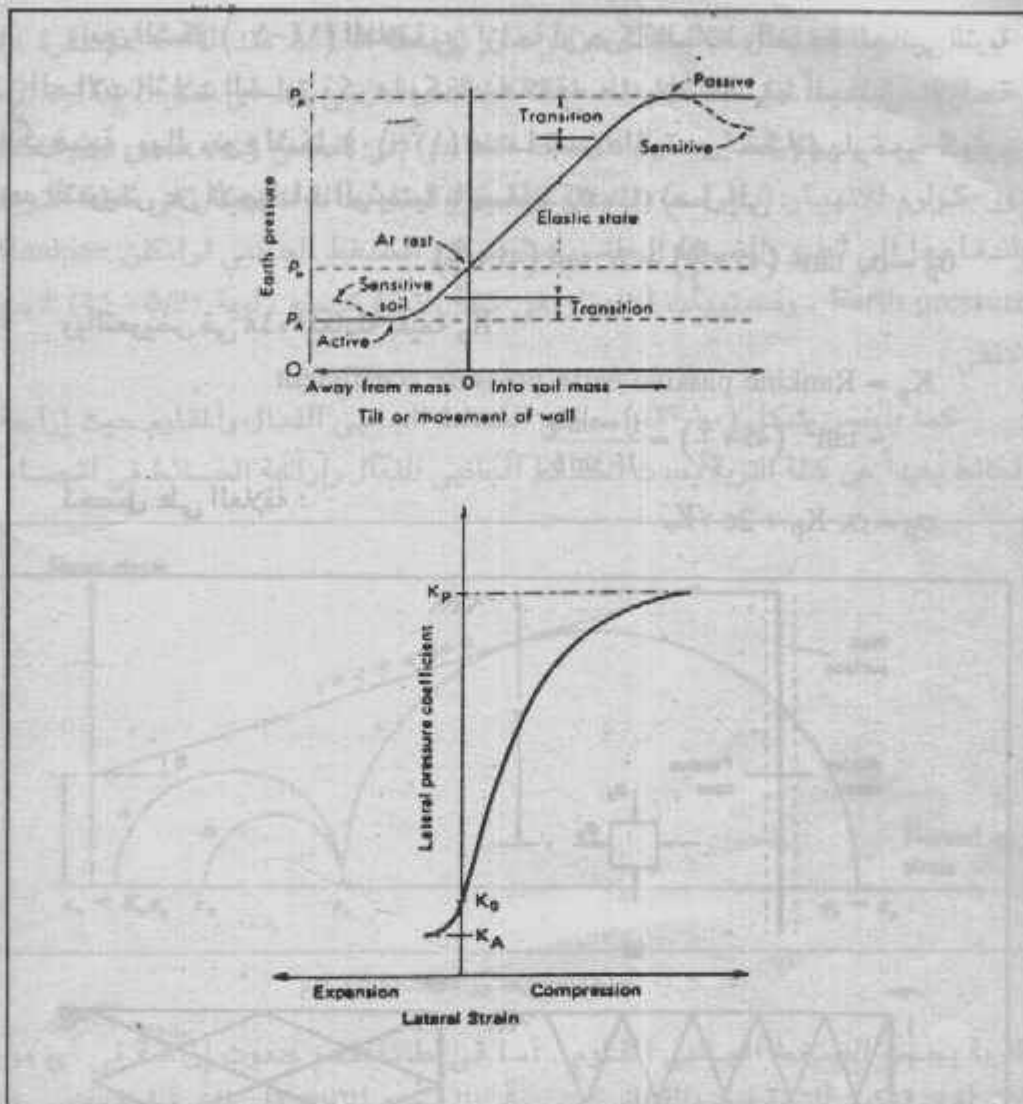
$$= \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

نحصل على العلاقة :

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c \sqrt{K_p}$$



شكل (١٠-١٢) حالتا الضغط الفعال والمقاوم



شكل (١٠-١٤) علاقة الإزاحة العرضية بالضغط الجانبي للتربة ومعاملات الضغط الجانبي

وبالرجوع لشكل (١٠-١٥) الذي يبين توزيع الضغط المقاوم على الحائط في شكل

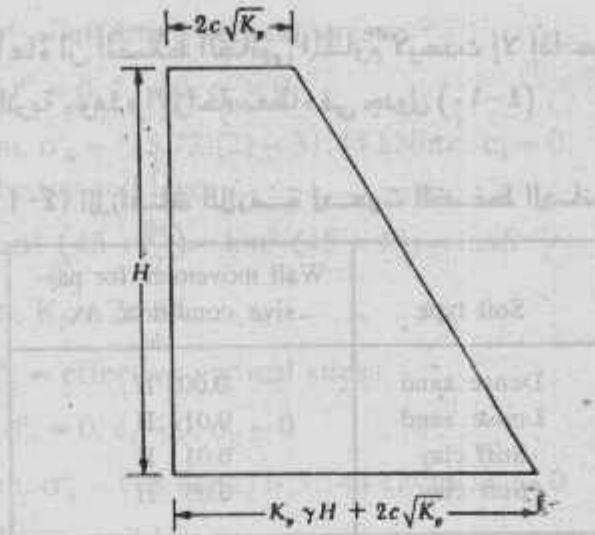
(١٠-١١) نجد:

$$\text{at } z = 0, \quad \sigma_v = 0, \quad \sigma_p = 2c \sqrt{K_p}$$

$$\text{at } z = H, \quad \sigma_c = \gamma H, \quad \sigma_p = \gamma H K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

أما محصلة الضغط الجانبي المقاوم فتحسب من مساحة الشكل الممثل للضغط:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p}$$



شكل (١٠-١٥) توزيع الضغط الجانبي المقاوم

ويعطى الجدول (١٠-٢) قيم معامل الضغط الجانبي المقاوم K_p المقابلة لزاوية الاحتكاك الداخلي ϕ .

جدول (١٠-٣) قيم معامل الضغط الجانبي المقاوم K_p

Soil friction angle, ϕ (deg)	$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$
20	2.040
21	2.117
22	2.198
23	2.283
24	2.371
25	2.464
26	2.561
27	2.663
28	2.770
29	2.882
30	3.000
31	3.124
32	3.255
33	3.392
34	3.537
35	3.690
36	3.852
37	4.023
38	4.204
39	4.395
40	4.599
41	4.815
42	5.045
43	5.289
44	5.550
45	5.828

ويجب مراعاة أن الضغط الجانبي المقاوم لا يحدث إلا إذا حقت الحائط إزاحة معينة في اتجاه التربة . وهذه الإزاحة معطاه في جدول (٤-١٠) .

جدول (٤-١٠) الإزاحات اللازمة لحدوث الضغط الجانبي المقاوم

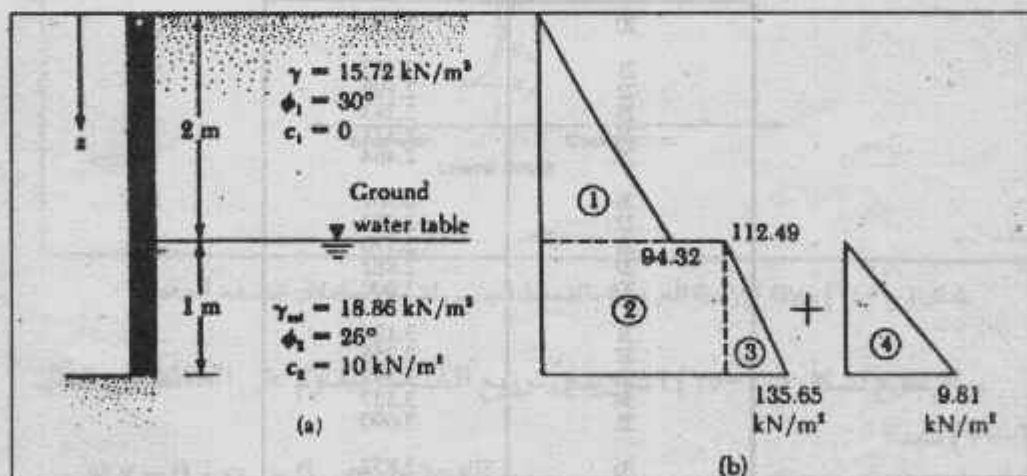
Soil type	Wall movement for passive condition, Δx
Dense sand	0.005 H
Loose sand	0.01 H
Stiff clay	0.01 H
Soft clay	0.05 H

Example 10-6 : A 3-m high wall is shown in Figure 10-16 Determine the Rankine passive force per unit length of the wall .

Solution :

For the top layer

$$K_p(1) = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) = \tan^2 (45 + 15) = 3$$



شكل (١٠-١٦) مثال رقم (١٠-٦)

From the bottom soil layer

$$K_p(2) = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 13) = 2.56$$

$$\sigma_p = \sigma'_v K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

where σ'_v = effective vertical stress

$$\text{at } z = 0, \sigma'_v = 0, c_1 = 0, \sigma_p = 0$$

$$\text{at } z = 2 \text{ m, } \sigma'_v = (15.72)(2) = 31.44 \text{ kN/m}^2, c_1 = 0.$$

So, for the top soil layer

$$K_{p(2)} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) = \tan^2 (45 + 13) = 2.56$$

$$\sigma_p = \sigma'_v K_p + 2c \sqrt{K_p}$$

where σ'_v = effective vertical stress

$$\text{at } z = 0, \sigma'_v = 0, c_1 = 0, \sigma_p = 0$$

$$\text{at } z = 2 \text{ m, } \sigma'_v = (15.72)(2) = 31.44 \text{ kN/m}^2, c_1 = 0$$

So, for the top soil layer

$$\sigma_p = 31.44 K_{p(1)} + 2(0) \sqrt{K_p} = 31.44(3) = 94.32 \text{ kN/m}^2$$

At this depth, that is, $z = 2$ m, for the bottom soil layer.

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \sigma'_v K_{p(2)} + 2c \sqrt{K_{p(2)}} = 31.44(2.56) = 2(10) \sqrt{2.56} \\ &= 80.49 + 32 = 112.49 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Again, at } z = 3 \text{ m, } \sigma'_v = (15.72)(2) + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)(1)$$

$$= 31.44 + (18.86 - 9.81)(1) = 40.49 \text{ kN/m}^2$$

Hence

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \sigma'_v K_{p(2)} + 2c \sqrt{K_{p(2)}} = 40.94 (2.56) + (2)(10)(1.6) \\ &= 135.65 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Note that, because a water table is present, the hydrostatic stress, u , also has to be taken into consideration. For $z = 0$ to 2 m, $u = 0$; at $z = 3$ m, $u = (1)(\gamma_w) = 9.81 \text{ kN/m}^2$.

The passive pressure diagram is plotted in Figure 10-16. The passive force per unit length of the wall can be determined from the area of the pressure diagram as follows :

Area no

$$1 \quad (1/2)(2)(94.32) \quad = \quad 94.32$$

$$2 \quad (112.49)(1) \quad = \quad 112.49$$

$$3 \quad (1/2)(1)(135.65) - 112.49 \quad = \quad 11.58$$

$$4 \quad (1/2)(9.81)(1) \quad = \quad 4.905$$

$$P_p = 223.3 \text{ kN/m}$$

— oVV —

Example 10-7 : The soil conditions adjacent to a sheet pile wall are given in Fig. 10-17 a surcharge pressure of 50 kN/m^2 being carried on the surface behind the wall. For soil 1, a sand above the water table, $c' = 0$, $\phi' = 38^\circ$ and $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. For soil 2, a saturated clay, $c' = 10 \text{ kN/m}^2$, $\phi' = 28^\circ$ and $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$. Plot the distributions of active pressure behind the wall and passive pressure in front of the wall.

For soil 1,

$$K_A = \frac{1 - \sin 38^\circ}{1 + \sin 38^\circ} = 0.24 \quad K_p = \frac{1}{0.24} = 4.17$$

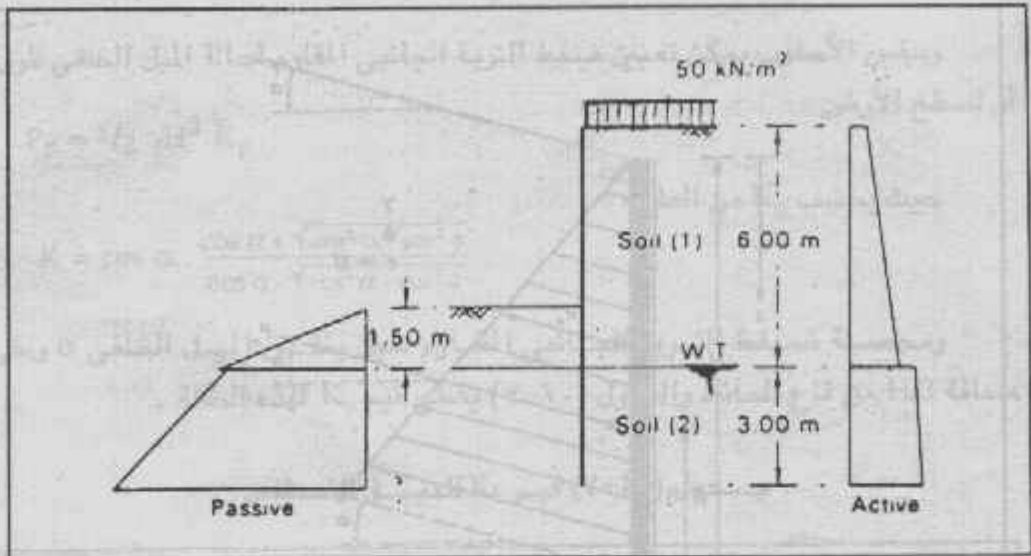
For soil 2,

$$K_A = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = 0.36 \quad K_p = \frac{1}{0.36} = 2.78$$

The pressures in soil 1 are calculated using $K_A = 0.24$, $K_p = 4.17$ and $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Soil 1 is then considered as a surcharge of $(18 \times 6) \text{ kN/m}^2$ on soil 2, in addition to the surface surcharge. The pressures in soil 2 are calculated using $K_A = 0.36$, $K_p = 2.78$ and $\gamma = (20 - 9.8) = 10.2 \text{ kN/m}^3$. (See Table 10-5) The active and passive pressure distributions are shown in :

جدول (10-1) مثال رقم (10-7)

Soil	Depth (m)		
<i>Active pressure (kN/m²)</i>			
1	0	0.24×50	$= 12.0$
1	6	$(0.24 \times 50) + (0.24 \times 18 \times 6) = 12.0 + 25.9$	$= 37.9$
2	6	$0.36[50 + (18 \times 6)] - (2 \times 10 \times \sqrt{0.36}) = 56.9 - 12.0$	$= 44.9$
2	9	$0.36[50 + (18 \times 6)] - (2 \times 10 \times \sqrt{0.36}) + (0.36 \times 10.2 \times 3) = 56.9 - 12.0 + 11.0$	$= 55.9$
<i>Passive pressure (kN/m²)</i>			
1	0	0	
1	1.5	$4.17 \times 18 \times 1.5$	$= 112.6$
2	1.5	$(2.78 \times 18 \times 1.5) + (2 \times 10 \times \sqrt{2.78}) = 75.1 + 33.3$	$= 108.4$
2	4.5	$(2.78 \times 18 \times 1.5) + (2 \times 10 \times \sqrt{2.78}) + (2.78 \times 10.2 \times 3)$ $= 75.1 + 33.3 + 85.1$	$= 193.5$



شكل (١٧-١٠) مثال (٧-١٠)

الضغط الجانبي الفعال والمقاوم لسطح الأرض المائل :

إذا كان سطح الأرض أو سطح الردم خلف الحائط السائد مائلاً والتربة خشنة ($C = 0$) وزاوية الميل على الأفقى هي α فإن معامل الضغط الجانبي الفعال يحسب من :

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

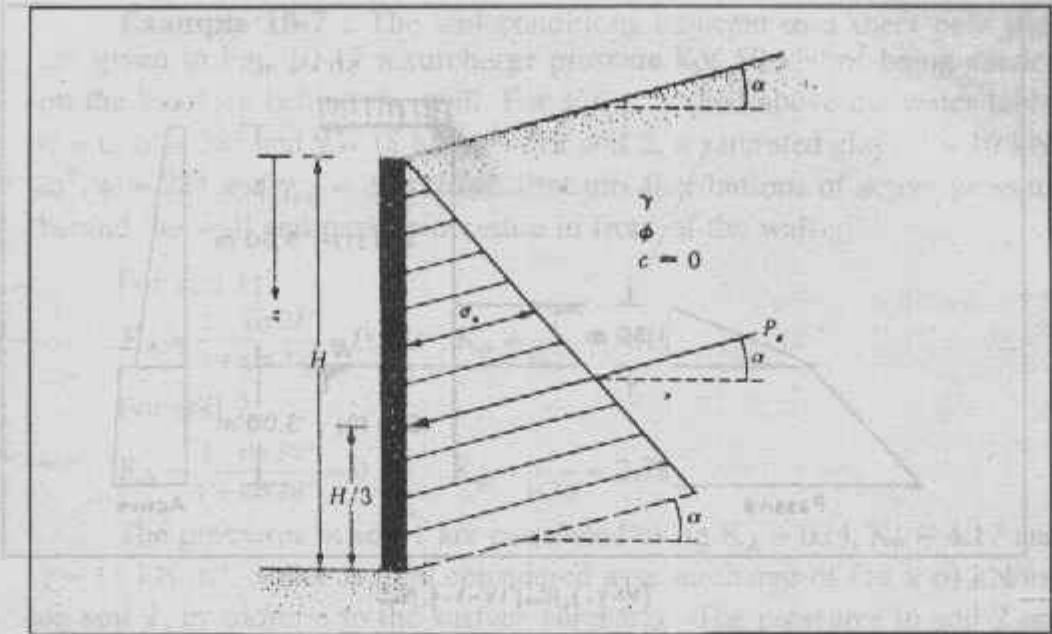
حيث ϕ هي زاوية الاحتكاك الداخلي . وعند أي عمق فإن الضغط الجانبي الفعال لرائكين يحسب من :

$$\sigma_a = \gamma z K_a$$

ومحصلة الضغط الجانبي توجد من العلاقة :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

وهذه المحصلة تميل بنفس ميل سطح الأرض أو الردم α على بعد $\frac{H}{3}$ من قاع الحائط ، شكل (١٨-١٠) ، كما أن جدول (٦-١٠) يعطى قيم K_a المقابلة للزاويا α ، ϕ .



شكل (١٠-١٨) الضغط الجانبي الفعال مع التيل الخلفي

جدول (١٠-٦) قيم K_a للمييل الخلفي

α (deg)	ϕ (deg) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.260	0.238	0.217
5	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
10	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
15	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
20	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
25	0.573	0.494	0.434	0.385	0.343	0.307	0.275

Note: With $\alpha = \phi$, $K_a = \cos \alpha$. So, $\alpha = \phi = 28^\circ$, $K_a = 0.883$
 $\alpha = \phi = 30^\circ$, $K_a = 0.866$
 $\alpha = \phi = 32^\circ$, $K_a = 0.848$
 $\alpha = \phi = 34^\circ$, $K_a = 0.829$
 $\alpha = \phi = 36^\circ$, $K_a = 0.809$
 $\alpha = \phi = 38^\circ$, $K_a = 0.788$
 $\alpha = \phi = 40^\circ$, $K_a = 0.866$

وينفس الأسلوب يمكن تعيين ضغط التربة الجانبى المقاوم لحالة الميل الخلفى للروم أو لسطح الأرض :

$$P_p = 1/2 \gamma H^2 K_p$$

حيث يحسب K_p من العلاقة :

$$K = \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

ومحصلة ضغط التربة الجانبى المقاوم تعيل بنفس الميل الخلفى α وعلى مسافة $H/3$ من قاع الحائط والجنول ($V-10$) يعطى قيم K_p لهذه الحالة .

جدول ($V-10$) قيم K_p للميل الخلفى

α (deg)	ϕ (deg) →						
	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

Note: With $\alpha = \phi$, $K_p = \cos \alpha$. So, $\alpha = \phi = 28^\circ$, $K_p = 0.883$
 $\alpha = \phi = 30^\circ$, $K_p = 0.866$
 $\alpha = \phi = 32^\circ$, $K_p = 0.848$
 $\alpha = \phi = 34^\circ$, $K_p = 0.829$
 $\alpha = \phi = 36^\circ$, $K_p = 0.809$
 $\alpha = \phi = 38^\circ$, $K_p = 0.788$
 $\alpha = \phi = 40^\circ$, $K_p = 0.766$

الضغط الجانبى لكولوم Coulomb's Earth pressure :

قدم كولوم نظرية لحساب الغرض الجانبى على الحوائط الساندة لتربة خشنة . ولقد أخذت هذه النظرية فى اعتبارها الاحتكاك على سطح الحائط المجاور للتربة .

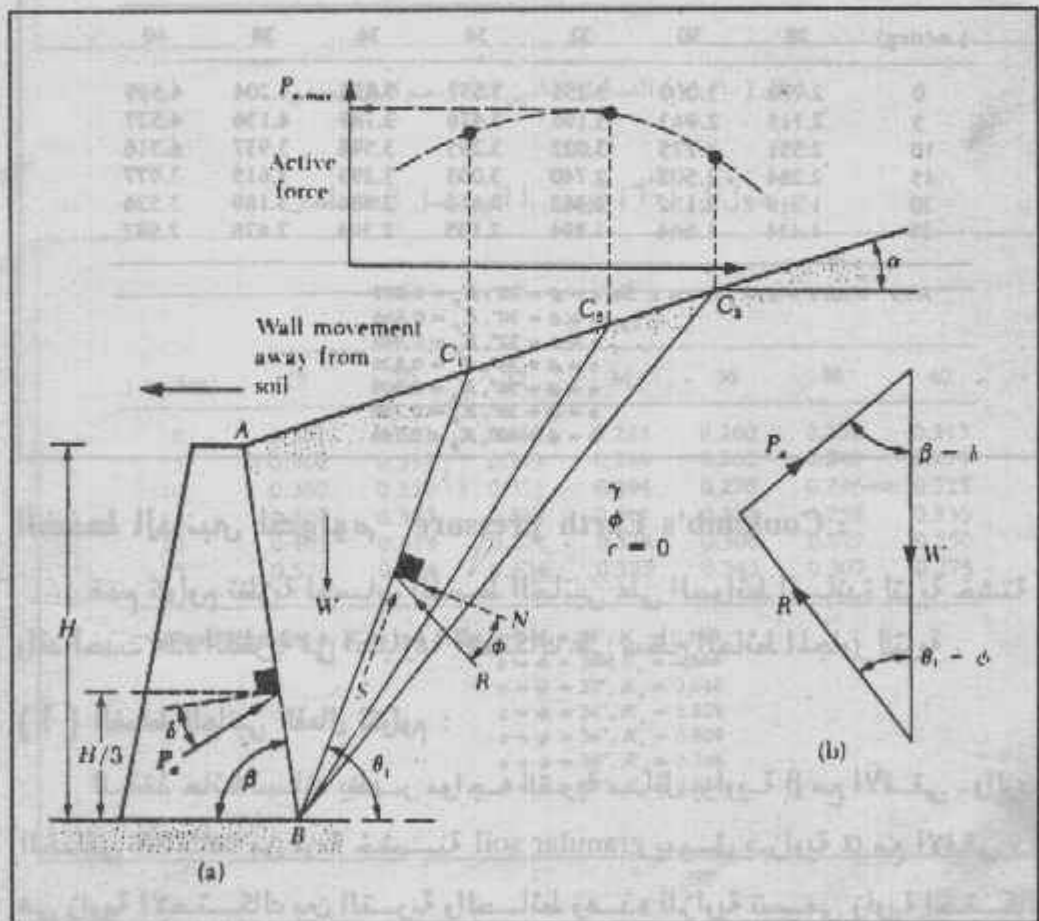
(1) الضغط الجانبى الفعال لكولوم :

لنأخذ حائط ساند يظهر مواجه للتربة مائل بزواوية β مع الأفقى . والردم الخلفى backfill من تربة خشنة granular soil يعميل بزواوية α مع الأفقى ، δ هى زاوية الاحتكاك بين التربة والحائط وهذه الزاوية تسمى زاوية احتكاك

الحائط Angle of wall friction .

وفي حالة ضغط التربة الفعال فإن الحائط يتحرك (يزاح) بعيداً عن كتلة التربة شكل (١٠-١٩). ولقد افترض كولوم في هذه الحالة أن سطح الانهيار لكتلة التربة سوف يكون مستوى مثل BC_1 أو BC_2 . ولإيجاد محصلة الضغط الجانبي الفعال سوف نفترض أن كتلة التربة المنهارة هي الكتلة ABC_1 . والقوى المؤثرة على هذه الكتلة (للمتر الطولي منها العمودي على المقطع المبين بالشكل) هي :

- ١ - وزن الكتلة W .
- ٢ - المحصلة R وهي محصلة لقوى العمودية وقوى القص على طول السطح BC_1 وهذه المحصلة R تميل بزاوية ϕ على العمود المقام على السطح BC_1 .
- ٣ - محصلة الضغط الفعال (لكل متر من طول الحائط) P_a . وهذه القوة تميل بزاوية δ على العمود المقام ظهر الحائط.



شكل (١٠-١٩) الضغط الفعال لكولوم

وعند الاتزان يمكن رسم مثلث القوى حيث اتجاهات القوى الثلاث معلومة ومن المثلث يمكن تعيين قيمة محصلة الضغط الفعال P_a بيانياً .

وبنفس الطريقة يمكن تعيين محصلة الضغط الفعال بمحاولة أخرى باختيار كتلة أخرى للتربة المنهارة مثل ABC_2 و ABC_3 و ومن ذلك يمكن تعيين أقصى قيمة للقوة P_a برسم منحنى للنتائج كما في أعلى الشكل (١٠-١٩) وهذه القيمة يمكن التعبير عنها حسابياً بالعلاقة :

$$P_a = 1/2 K_a \gamma H^2$$

حيث K_a تحسب من العلاقة الآتية :

K_a = Coulomb's active earth pressure coefficient.

$$K_a = \frac{\sin^2 (\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin (\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cdot \sin (\phi - \alpha)}{\sin (\beta + \delta) \cdot \sin (\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

H = height of the wall

ويعطى جدول (١٠-١٨) قيم K_a للحائط الرأسى حيث $\beta = 90^\circ$ والرديم الخلفى أفقى حيث $\alpha = 0^\circ$. ويجب ملاحظة أن خط عمل المحصلة P_a يكون عند $\frac{H}{3}$ فوق قاعدة الحائط ويميل بزاوية δ على العمود المقام على ظهر الحائط .

جدول (١٠-١٨) قيم K_a عند : $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 90^\circ$ كولوم

ϕ (deg)	δ (deg)					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2098	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

وعند تقييم الحوائط السائدة تؤخذ قيمة زاوية احتكاك الحائط δ بين $\phi/2$, ϕ .

كما يعطى جدول (١٠-٩) قيم K_a المقابلة لقيم ϕ , α , β , $\delta = \frac{2}{3} \phi$.

جدول (٩-١٠) قيم K_{α} (note : $\delta = \frac{2}{3} \phi$ in all cases) كولوم

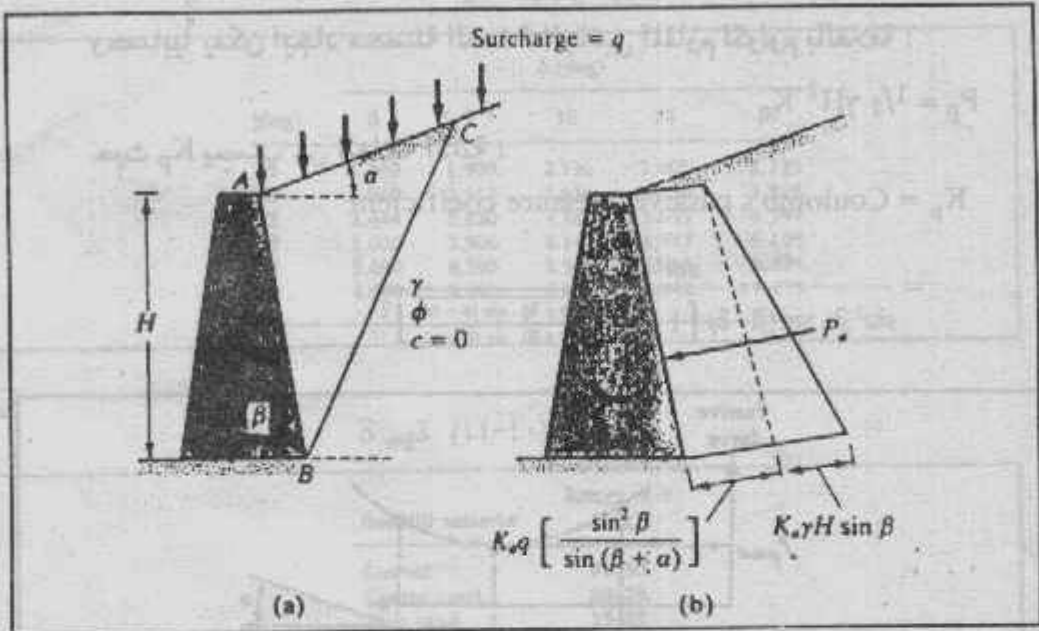
α (deg)	ϕ (deg)	β (deg)					
		90	85	80	75	70	65
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4825
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3428	0.3984	0.4642
	40	0.1999	0.2361	0.2774	0.3250	0.3806	0.4468
	42	0.1840	0.2197	0.2607	0.3081	0.3638	0.4303
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6191
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	32	0.2919	0.3329	0.3793	0.4324	0.4943	0.5678
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5222
	38	0.2282	0.2679	0.3132	0.3656	0.4273	0.5012
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4814
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3886	0.4626
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6220
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3921	0.4607	0.5438
	40	0.2214	0.2637	0.3125	0.3697	0.4379	0.5208
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5869	0.6685	0.7671
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7266
	32	0.3384	0.3387	0.4462	0.5134	0.5930	0.6895
	34	0.3091	0.3584	0.4150	0.4811	0.5599	0.6554
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4514	0.5295	0.6239
	38	0.2578	0.3050	0.3596	0.4238	0.5006	0.5949
	40	0.2353	0.2813	0.3349	0.3981	0.4740	0.5672
	42	0.2146	0.2595	0.3119	0.3740	0.4491	0.5416
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6715	0.7690	0.8810
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6196	0.7144	0.8303
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6667	0.7800
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5336	0.6241	0.7352
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4970	0.5857	0.6948
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4637	0.5587	0.6580
	40	0.2529	0.3035	0.3627	0.4331	0.5185	0.6243
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4050	0.4889	0.5931

وفي حالة وجود حجم منتظم q فوق الردم الخلفي كما هو مبين بشكل (١٠-٢٠) فإن P_u تحسب من العلاقة :

$$P_u = \frac{1}{2} K_u \gamma_{eq} H^2$$

حيث :

$$\gamma_{eq} = \gamma + \left[\frac{\sin \beta}{\sin (\beta + a)} \right] \left(\frac{2q}{H} \right)$$



شكل (١٠-٢٠) الضغط الفعال لكولوم مع وجود حمل منتظم

(ب) الضغط الجانبي المقاوم لكولوم :

أما في حالة حدوث الضغط الجانبي المقاوم عندما تتحرك (تزاح) الحائط في اتجاه التربة فإنه وبأسلوب معادل لما سبق شرحه في الفقرة السابقة يمكن تعيين P_p محصلة الضغط الجانبي المقاوم بطريقة كولوم شكل (١٠-٢١) . حيث يفترض كولوم سطح الانهيار مستوي وليكن BC_1 على سبيل المحاولة . وتكون في هذه المحاولة كتلة التربة المقابلة للإنهيار هي ABC والقوى المؤثرة عليها هي :

١ - وزن الكتلة W .

٢ - محصلة القوى العمودية وقوى القص على طول الخط BC_1 وهي R .

٣ - محصلة الضغط الجانبي المقاوم P_p .

وعند الإتزان يرسم مثلث القوى للقوى W , R , P_p ومنه يمكن تعيين مقدار P_p حيث القوى الثلاث معلومة الاتجاه .

ويكرر هذا العمل لكل من التربة مثل ABC_2 , ABC_3 , وتوقع قيمة P_p المقابلة لكل محاولة على المنحنى المبين في أعلى الشكل (١٠-٢١) ومنه تعين أقل قيمة للقوة P_p وتكون هي قيمة محصلة الضغط الجانبي المقاوم لكولوم .

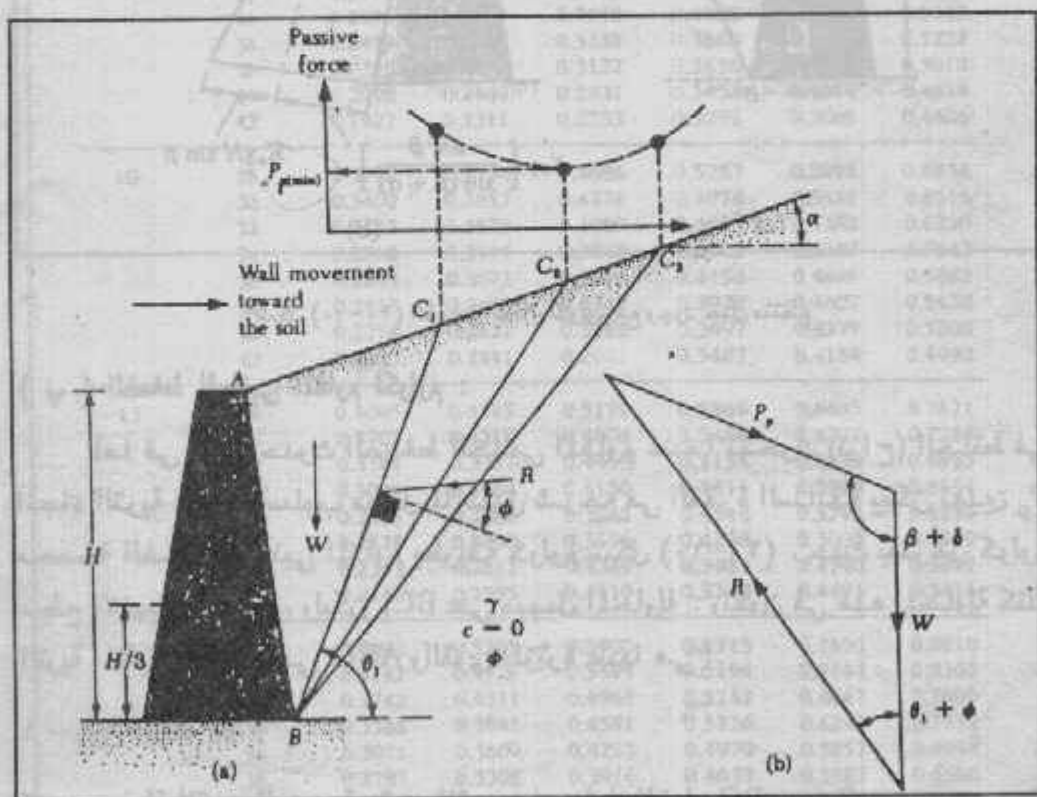
وحسابياً يمكن إيجاد محصلة الضغط الجانبي المقاوم لكولوم بالعلاقة :

$$P_p = 1/2 \gamma H^2 K_p$$

حيث K_p يجسب من العلاقة الآتية :

$K_p = \text{Coulomb's passive pressure coefficient}$

$$= \frac{\sin^2 (\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin (\beta - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \cdot \sin (\phi + \alpha)}{\sin (\beta + \delta) \cdot \sin (\beta + \alpha)}} \right]^2}$$



شكل (١٠-٢١) الضغط المقاوم لكولوم

قيم K_p المقابلة لقيم δ , ϕ في حالة $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 90^\circ$ ويلاحظ أن P_p تؤثر على مسافة $\frac{H}{3}$ من قاعدة الحائط وتضع زاوية δ مع العمود المقام على ظهر

الحائط . شكل (١٠-٢١) ، ولأغراض التصميم تؤخذ δ حسب مادة الردم في جدول (١٠-١١) .

جدول (١٠-١١) قيم K_p في حالة $\beta = 90^\circ$, $\alpha = 0^\circ$

δ (deg)	δ (deg)				
	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

جدول (١١-١٠) قيم δ

Backfill material	Range of δ (deg)
Gravel	27-30
Coarse sand	20-28
Fine sand	15-25
Stiff clay	13-20
Silty clay	12-16

Example 10-8 : Consider the retaining wall shown in Figure 10-19. Given : $H = 4.6$ m; unit weight of soil = 16.5 kN/m³; angle of friction of soil = 30° ; wall friction angle, $\delta = \frac{2}{3} \phi$; soil cohesion, $c = 0$; $\alpha = 0$, and $\beta = 90^\circ$. Calculate the Coulomb's active force per unit length of the wall.

Solution,

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

From Table 10-8. for $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 90^\circ$, $\phi = 30^\circ$, and $\delta = \frac{2}{3} \phi = 20^\circ$,

$$K_a = 0.297 \text{ Hence}$$

$$P_a = \frac{1}{2} (16.5)(4.6)^2 (0.297) = 51.85 \text{ kN/m}$$

الضغط الجانبي الناتج عن التحميل الموزع :

تستخدم نظرية المرنة لتعيين الضغط الجانبي على المنشآت الساندة الناتج عن أنواع التحميل الموزع المختلفة .

(١) الحمل الخطي Line Load :

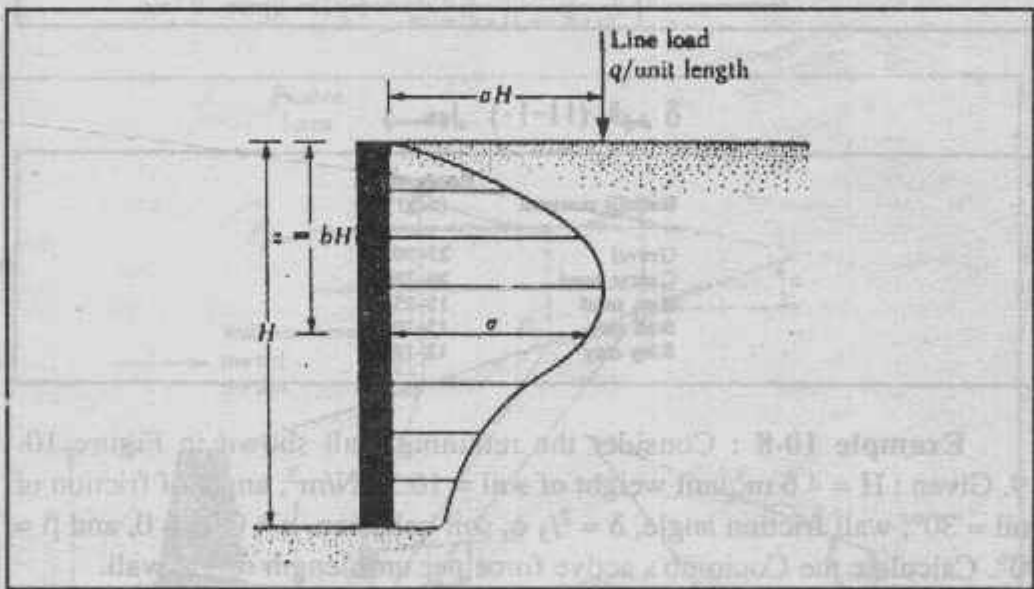
مثل حائط خرسانة أو أساس شريطي رفيع أو سور شكل (١٠-٢٢) ويكون الضغط الجانبي موزعاً كما بالشكل ويحسب على أعماق معينة من العلاقة الآتية :

$$\sigma = \frac{4q}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \quad \text{for } a > 0.4$$

أو

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203 b}{(0.16 + b^2)^2} \quad \text{for } a \leq 0.4$$

والرموز المستخدمة في هذه العلاقات معرفة في شكل (١٠-٢٢)



شكل (١٠-٢٢) الحمل الخطي

وحيثما يكون هذا الحمل مركز في نقطة Point load فإن الضغط الجانبي يحسب على الأعماق المختلفة من العلاقات الآتية :

$$\sigma = \frac{1.77 P}{H^2} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^3} \quad \text{for } a > 0.4$$

أو

$$\sigma = \frac{0.28 P}{H^2} \frac{b^2}{(0.16 + b^2)^3} \quad \text{for } a < 0.4$$

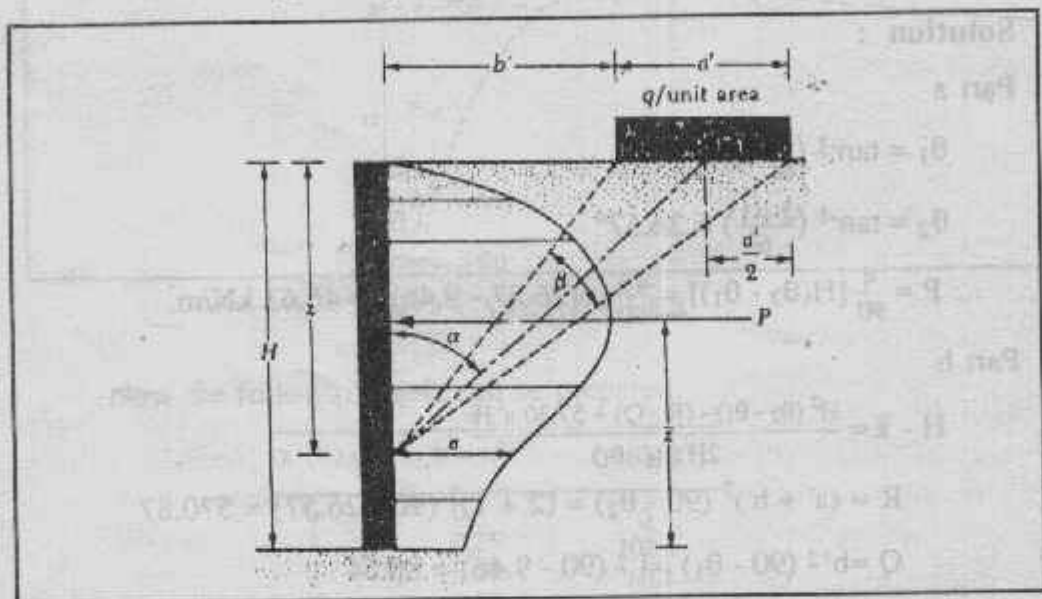
حيث P هي الحمل المركز في نقطة وباقي الرموز معرفة في شكل (١٠-٢٢) .

(ب) العمل الشريحة Strip bad :

مثل الأساسات الشريطية العريضة والطرق والجسور وخطوط السكة الحديد
ويحسب الضغط الجانبي على أى عمق من العلاقة :

$$\sigma = \frac{2q}{H} (\beta - \sin \beta \cdot k \cos 2 \alpha)$$

والرموز المستخدمة فى العلاقة نعرفة فى شكل (١٠-٢٣) .



شكل (١٠-٢٣) الحمل الشريحة

أما محصلة الضغط الجانبي للحمل الشريحة ومكان تأثيرها Z فتعین من العلاقات

الآتية :

$$P = \frac{q}{90} [H (\theta_2 - \theta_1)]$$

where $\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right)$ in degrees

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right)$$
 in degrees

$$\bar{z} = H - \frac{H^2 (\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.30 a' H}{2 H (\theta_2 - \theta_1)}$$

$$= \frac{H^2 (\theta_2 - \theta_1) - (R - Q) - 57.30 a' H}{2 H (\theta_2 - \theta_1)}$$

where $R = (a' + b')^2 (90 - \theta_2)$

$$Q = b'^2 (90 - \theta_1)$$

Example 10-9 : Refer to Figure 10-23 Given : $a' = 2$ m, $b' = 1$ m, $q = 40$ kN/m², and $H = 6$ m.

- a- Determine the total pressure on the wall caused by the strip loading only.
 b- Determine the location of the center of pressure, z , measured from the bottom of the wall.

Solution :

Part a

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{1}{6} \right) = 9.46^\circ$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{2+1}{6} \right) = 26.57^\circ$$

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] = \frac{40}{90} [6(26.57 - 9.46)] = 45.63 \text{ kN/m.}$$

Part b

$$H - \bar{z} = \frac{H^2 (\theta_2 - \theta_1) - (R - Q) + 57.30 a' H}{2H (\theta_2 - \theta_1)}$$

$$R = (a' + b')^2 (90 - \theta_2) = (2 + 1)^2 (90 - 26.57) = 570.87$$

$$Q = b'^2 (90 - \theta_1) = 1^2 (90 - 9.46) = 80.54$$

$$H - \bar{z} = \frac{6^2 (26.57 - 9.46) - (570.87 - 80.54) + 57.30(2)(6)}{(2)(6)(26.57 - 9.46)}$$

$$= \frac{615.96 - 490.33 + 687.6}{205.32} = 3.96 \text{ m}$$

Hence :

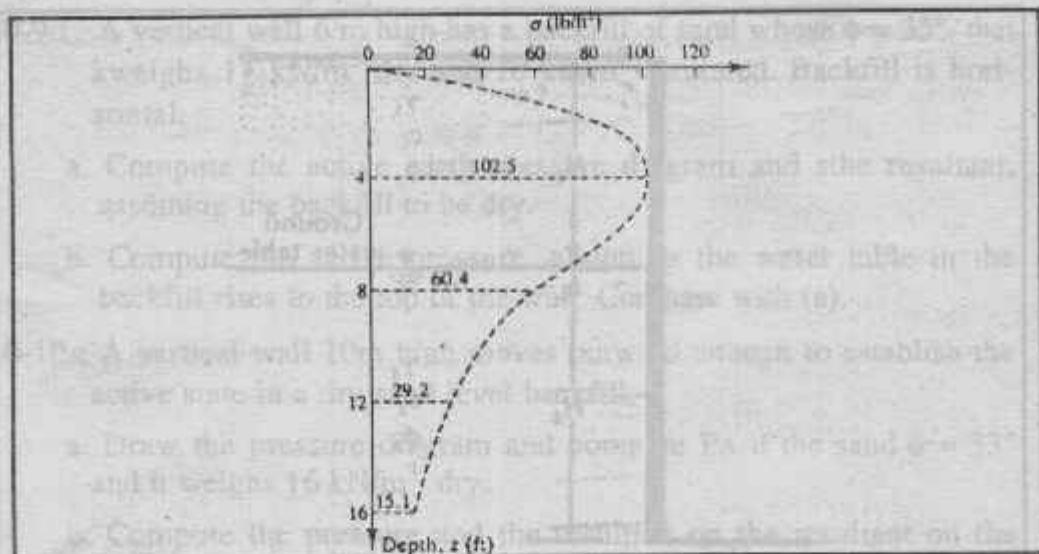
$$z = H - 3.96 + 6.0 - 3.96 = 2.04 \text{ m}$$

Example 10-10 : Refer to Figure 10-22. Given: $H = 16$ ft, $a = 0.3$, and $q = 1600$ lb/ft. Determine the variation of σ on the face of the wall at $z = 0, 4, 8, 12$, and 16 ft. Plot the variation of σ with depth.

Solution :

Since $a < 0.4$,

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203 b}{(0.16 + b^2)^2}$$



شكل (١٠-١٠) مثال (١٠-١٠)

Now the following table can be prepared.

z (ft)	b = z/H	σ (lb/ft ²)
0	0	0
4	0.25	102.5
8	0.50	60.4
12	0.75	29.2
16	1.0	15.1

The variation of σ with depth is shown in Figure.

Problems :

- 10-1 : Refer to Figure 10-25. Given : $H_1 = 8$ ft, $H_2 = 16$ ft, $\gamma_1 = 110$ lb/ft³, $\phi_1 = 38^\circ$, $c_1 = 0$, $\gamma_2 = 140$ lb/ft³, $\phi_2 = 25^\circ$, and $c_2 = 209$ lb/ft². Determine the Rankine active force per unit length of the wall.
- 10-2 : Repeat Problem 10-1 with the following changes : $\phi_1 = 28^\circ$, $c_1 = 418$ lb/ft². Determine P_a after the occurrence of the tensile crack.
- 10-3 : Repeat Problem 10-1 for the Rankine passive case.
- 10-4 : Repeat Problem 10-2 for the Rankine passive case.

الباب الحادى عشر

ثبات الميول

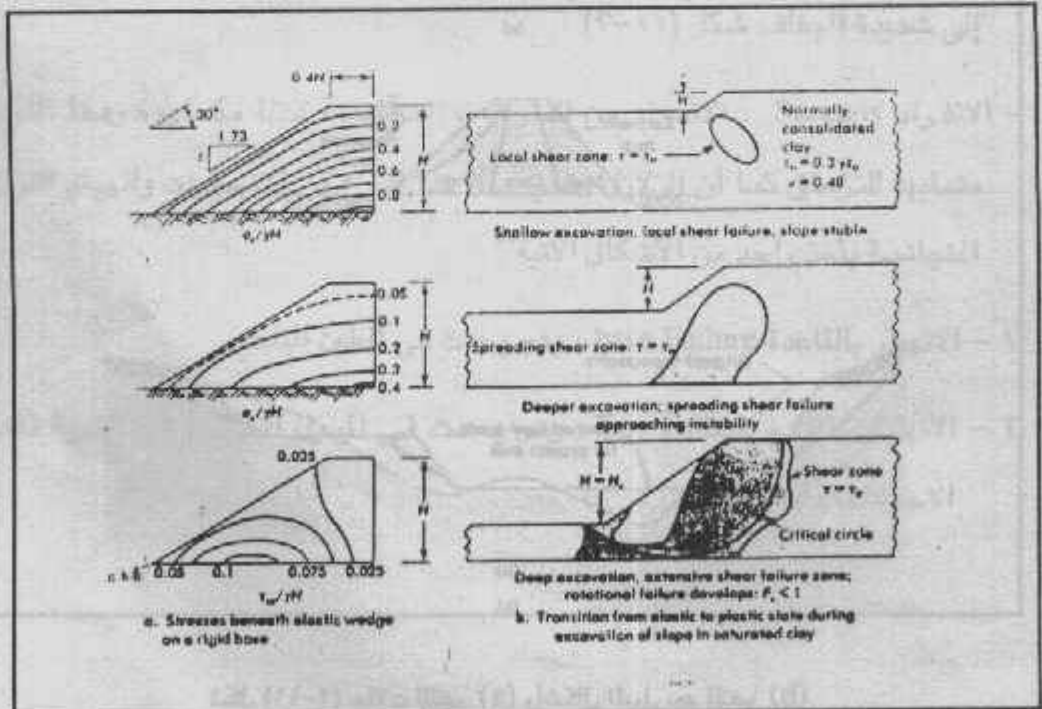
Stability of slopes

من الأعمال الهندسية التى تقابل المهندس المدنى : جسر السكك الحديدية والطرق، والسدود الترابية ومقاطع الترع والمصارف . وقد تتعرض هذه المنشآت إلى قوى الجذب أو قوى التسرب مما يسبب لها عدم ثبات فى ميولها الصناعية .

الإجهادات فى الميول وأنواع حركة الميول :

الإجهادات فى الميول قبل وصولها مباشرة للانهيال تعين بنظريات المرنة أو بطرق العناصر المحددة Finite element . وبالرغم من أن هذه النظريات والطرق لم تحدد حالة الإجهادات عند الانهيال إلا أنها حددت النقاط التالية :

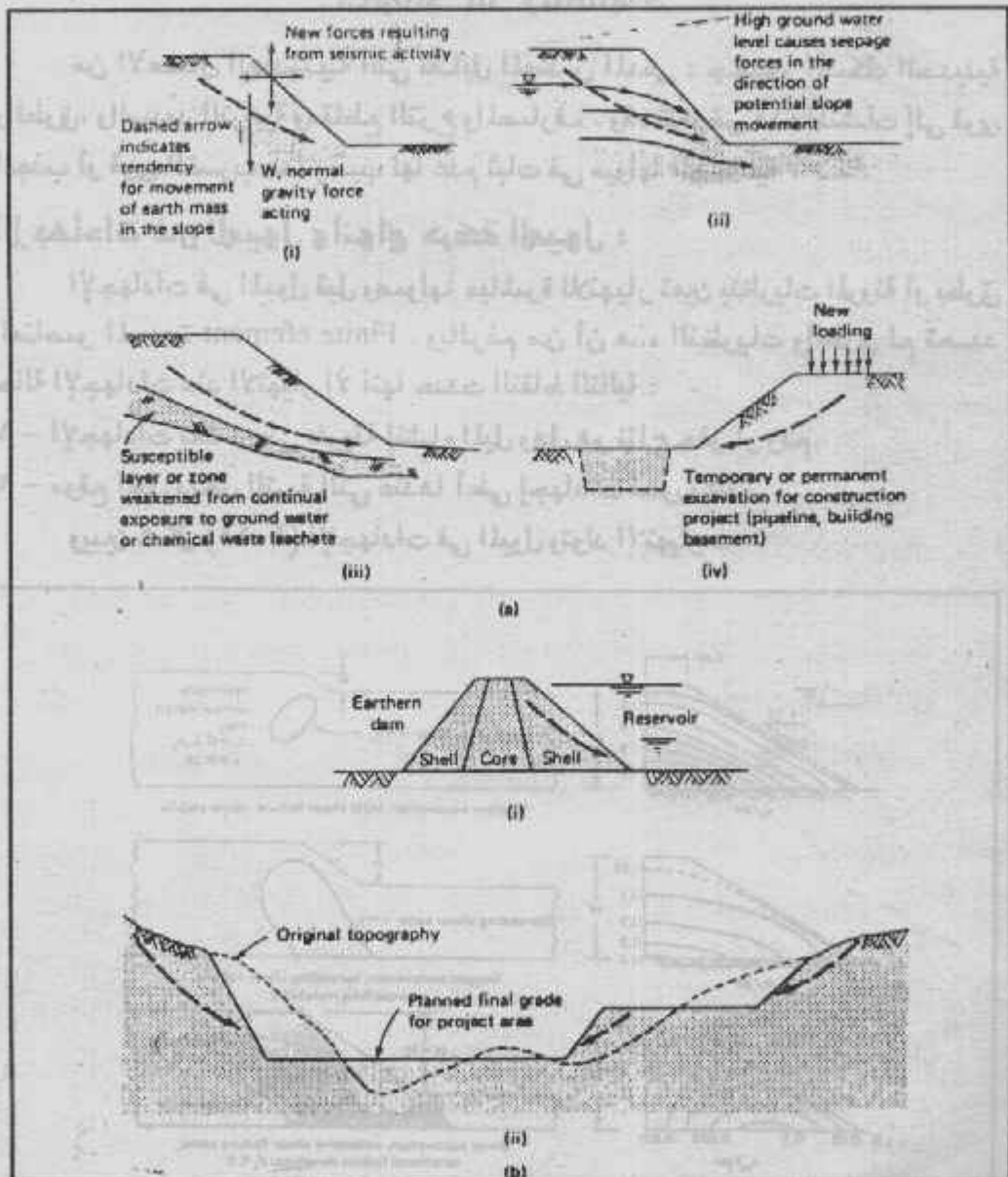
- ١ - الإجهادات تعتمد على طريقة إنشاء الميل وهل هو نتاج حفر أو ردم .
 - ٢ - موقع الميل داخل التربة التى عندها أعلى إجهادات قص وشد .
- ويبين شكل (١-١١) الإجهادات فى الميول وتولد الانهيال .



شكل (١-١١) الإجهادات وبداية الإنهيار فى الميول

ويبين شكل (٢-١١) حالات التغيير في حالة الميول وأشكالها المتوقعة بعد هذا

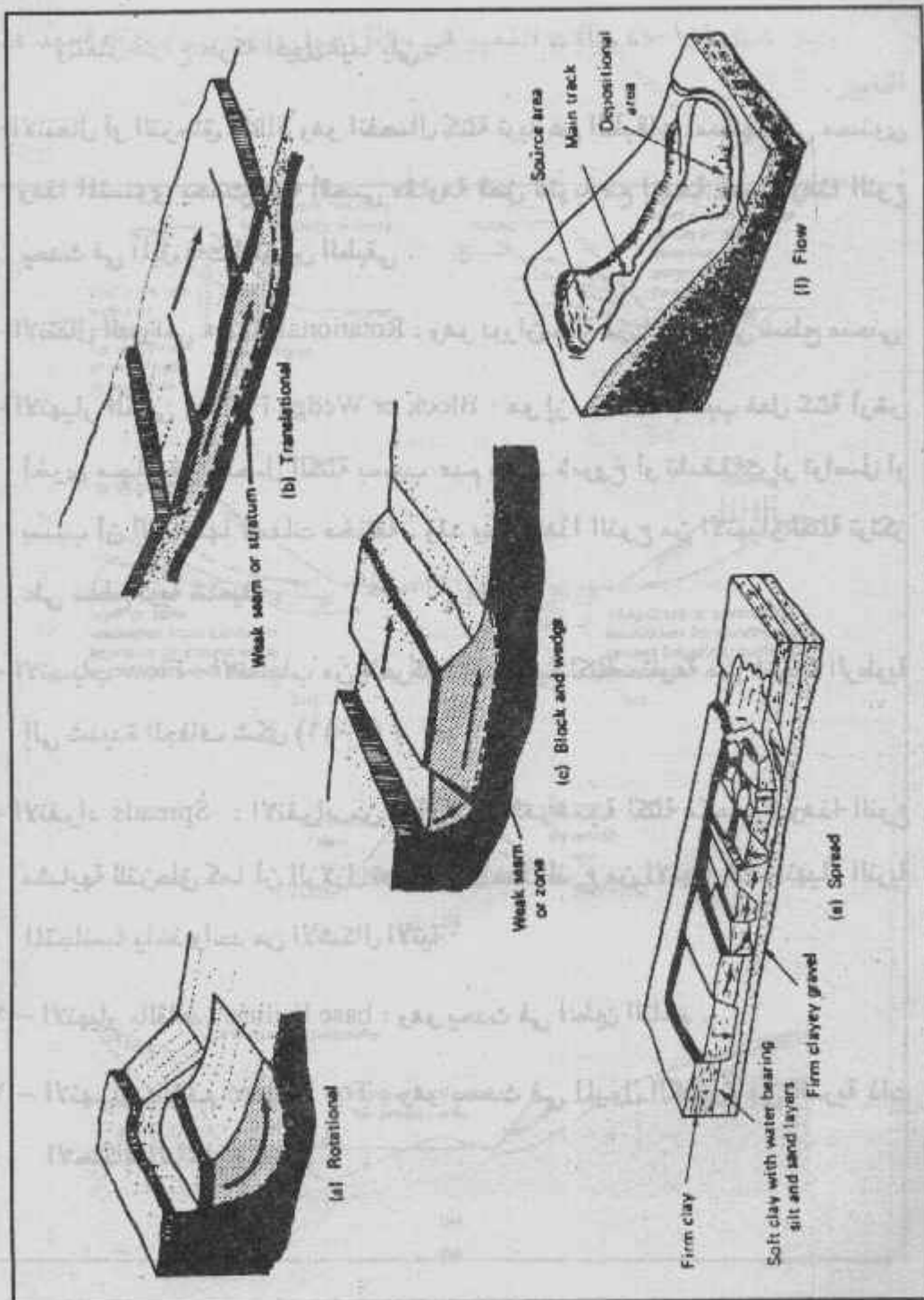
التغيير.



شكل (٢-١١) حالات التغيير (a) وأشكال الميول بعد التغيير (b)

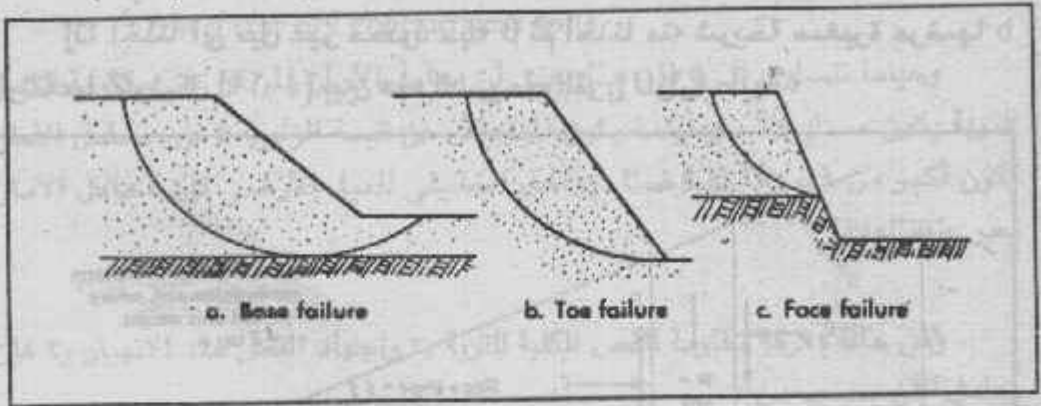
وتمثل أنواع حركة الميول فيما يلي :

- الانتقال أو التزحلق Slide وهو انفصال كتلة تربة عن الطبقات أسفلها على مستوى وهذا المستوى يحدث عليه أقصى مقاومة قص للتربة مع إزاحة كبيرة وهذا النوع يحدث في الميل ذات التكوين الطبقي .
- الانتقال الدوراني Rotational slides : وهو دوران كتلة من التربة على سطح منحنى.
- الانهيار الكتلي Block or Wedge Failure : هو إزاحة كتلة بسبب فعل كتلة أرض أخرى مجاورة وتنفصل الكتلة بسبب عدم وجود شروخ أو تشققات أو تواصل أو بسبب أن التربة لها صفات مختلفة . وقد يحدث هذا النوع من الانهيار لكتلة تتركز على سطح تربة ضعيفة .
- الانسياب Flow : الانسياب من الحركات العرضية لكتلة متنوعة من شديدة الرطوبة إلى شديدة الجفاف شكل (١١-٣) .
- الانفرد Spreads : الانفرد من الحركات العرضية لكتلة مكسورة وهذا النوع مشابهة للتزحلق كما أن الزلازل تسبب مثل هذا النوع من الانهيارات وانهيار التربة المتجانسة يأخذ واحد من الأشكال الآتية :
- ١ - الانهيار بالقاعدة base Failure : وهو يحدث في الطين الناعم .
- ٢ - الانهيار بالقدم Toe Failure : وهو يحدث في الميول الكبيرة في التربة ذات الاحتكاك الداخلي المعقول .



شكل (١١-٣) أنواع حركة الميول

٢ - الانهيار السطحي Face Failure : أو الانهيار بالميل Slope Failure وهو حالة خاصة من الانهيار بالقدم حينما تتواجد طبقة قوية سطحية . شكل (٤-١١) .



شكل (٤-١١) أنواع الانهيار

ويبين جدول (١-١١) العوامل المسببة في عدم استقرار الميول .

جدول (١-١١) عوامل عدم الاستقرار

FACTORS IN INSTABILITY

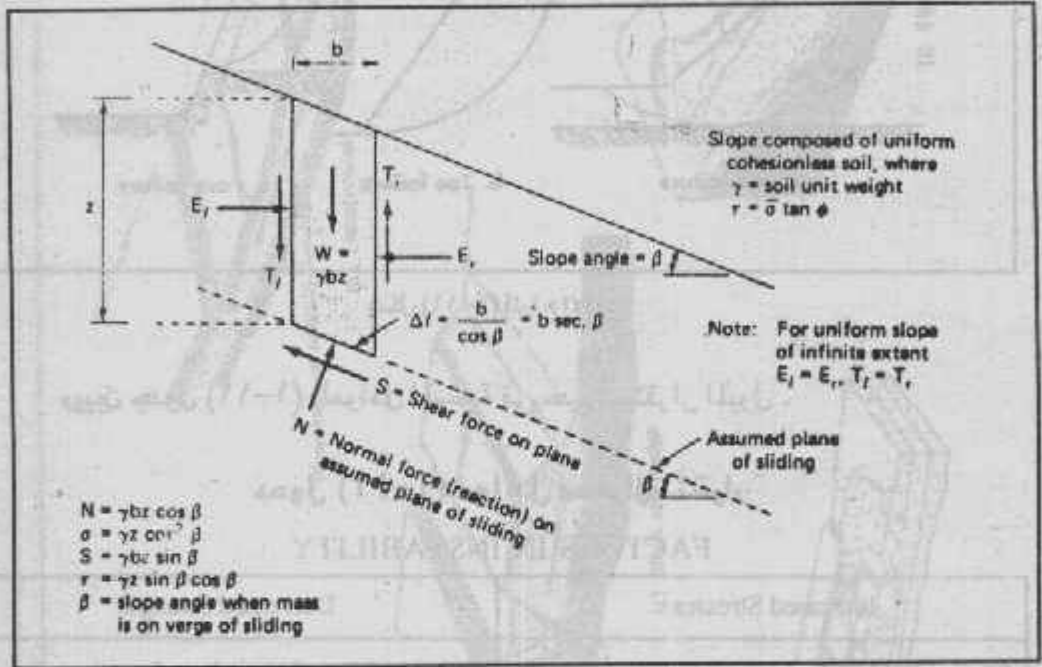
Increased Stresses	Decreased Strength
<ul style="list-style-type: none"> *1. External loads such as buildings, water, or snow. *2. Increase in unit weight by increased water content. 3. Removal of part of slope by excavation. *4. Undermining, caused by tunnelling, collapse of underground caverns, or seepage erosion. 5. Shock, caused by earthquake or blasting. 6. Tension cracks. *7. Water pressure in cracks. 	<ul style="list-style-type: none"> *1. Swelling of clays by adsorption of water. *2. Pore water pressure (neutral stress). *3. Breakdown of loose or honeycombed soil structure with shock, vibration, or seismic activity. *4. Hair cracking from alternate swelling and shrinking or from tension. 5. Strain and progressive failure in sensitive soils and brittle rocks. *6. Thawing of frozen soil or frost lenses. *7. Deterioration of cementing material. *8. Loss of capillary tension on drying. *9. Weathering-chemical or biochemical deterioration.

* Water involved.

دراسة ثبات الميول الغير محدودة :

Stability analysis of infinite slopes :

إذا أخذنا أى ميل غير محدود ميله β ثم أخذنا منه شريحة صغيرة عرضها b وارتفاعها Z وشكل (١١-٥) يبين هذه الشريحة والقوى المؤثرة عليها .



شكل (١١-٥) دراسة الميول

(١) التربة الغشنة Cohesionless soil :

وبدراسة القوى المؤثرة على الشريحة نجد :

$$\sum F_H = 0$$

$$S \cos \beta = N \sin \beta$$

$$S = N \frac{\sin \beta}{\cos \beta} = N \tan \beta$$

وأقصى مقاومة تنشأ بواسطة التربة على سطح الانزلاق هي :

$$\tau(\Delta l) = \sigma(\Delta l) \tan \phi$$

حيث أن Δl هو أقصى قوة عمودية مؤثرة N تؤثر على السطح ، و S على قاعدة الشريحة تساوى أقصى مقاومة قص تنشأ في التربة .

$$S = \pi(\Delta l)$$

$$N \tan \beta = N \tan \phi$$

ولذا فإن أقصى زاوية للميل قبل الانزلاق هي :

$$\tan \beta = \tan \phi$$

$$\beta = \phi \text{ (for dry cohesionless soil)}$$

وحيثما تتساوى β , ϕ فإن هذا يعنى أن معامل الأمان المرتكز على مقاومة القص للتربة يكون مساوياً ١ . وحيثما يكون الميل أقل من قيمة الزاوية ϕ فإن معامل الأمان يكون أكبر من ١ ، وإذا افترضنا أن الميل الحقيقي للميل الأرضى فإن معامل الأمان يعبر عنه بالعلاقة :

$$F = \frac{\tan \phi}{\tan i}$$

وفى حالة معرفة مقاومة القص الكلية للتربة τ_c واجهاد القص عند الانهيار τ_d فإن معامل الآن يحسب من :

$$F = \frac{\tau_c}{\tau_d}$$

(ب) التربة المتماسكة $\phi = 0$ Cohesive Soil :

إذا أخذنا أى سطح انهيار على شكل منحنى طوله L_d ونصف قطره r والنوران حول المركز O شكل (١١-٦) . فإن عند الاتزان تكون مقاومة القص المتولدة عن سطح الانهيار يعبر عنها بالعلاقة :

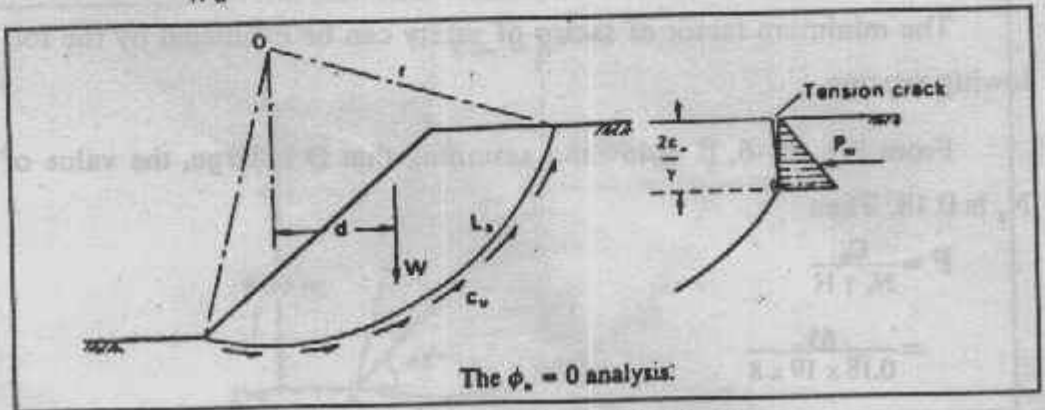
$$\tau_m = \frac{\tau_c}{F} = \frac{C_u}{F}$$

حيث F هو معامل الأمان بالنسبة لمقاومة القص . وبمساواة العزوم حول O نجد :

$$Wd = \frac{C_u}{F} L_d r$$

إذن :

$$F = \frac{C_u L_d r}{Wd}$$



The $\phi_c = 0$ analysis:

شكل (١١-٦) دوران الميول فى التربة المتماسكة

ولقد قدم تيلور Taylor معامل الاتزان Stability coefficient لتحليل الميول المتجانسة . وليل ارتفاعه H فإن معامل الثبات لسطح الانهيار حيث معامل الأمان أقل ما يمكن يعبر عنه بالعلاقة :

$$N_s = \frac{C_u}{F \gamma H}$$

حيث N_s تعين من الشكل (٧-١١) بدلالة زاوية الميل β ومعامل العمق D وذلك عند $\phi = 0$ وقد يسمى معامل تيلور برقم الثبات Stability Number وفي شكل (٩-١١) منحنيات أخرى لتعيين N_s مع نوع الانهيار .

Example 11-1 : A 45° slope is excavated to a depth of 8 m in a deep layer of saturated clay of unit weight 19 kN/m^3 ; the relevant shear strength parameters are $C_u = 65 \text{ kN/m}^2$ and $\phi_u = 0$. Determine the factor of safety for the trial failure surface specified in Fig. 11-7.

In Fig. 11-7 the cross-sectional area ABCD is 70 m^2 .

Weight of soil mass = $70 \times 19 = 1330 \text{ kN/m}$.

The centroid of ABCD is 4.5 m from O. The angle AOC is $89\frac{1}{2}^\circ$ and radius OC is 12.1 m. The arc length ABC is calculated as 18.9 m. The factor of safety is given by :

$$F = \frac{C_u L_a r}{Wd} = \frac{65 \times 18.9 \times 12.1}{1330 \times 4.5} = 2.48$$

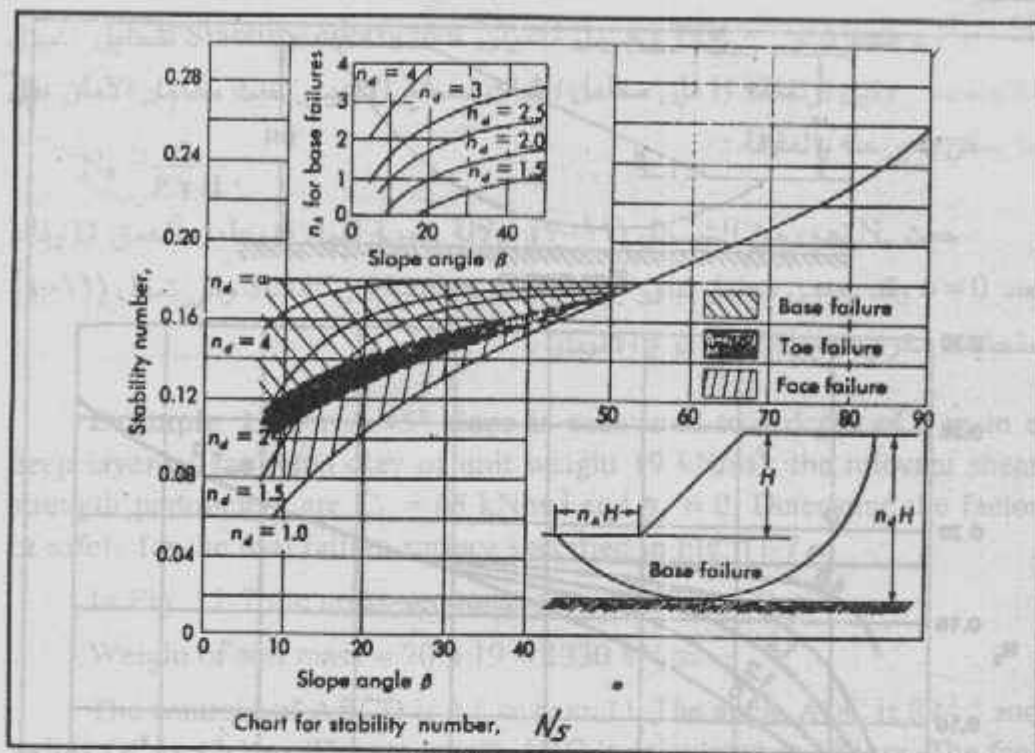
This is the factor of safety for the trial failure surface selected and is not necessarily the minimum factor of safety.

The minimum factor of safety can be estimated by the following relation.

From Fig. 11-6, $\beta = 45^\circ$ and assuming that D is large, the value of N_s is 0.18. Then

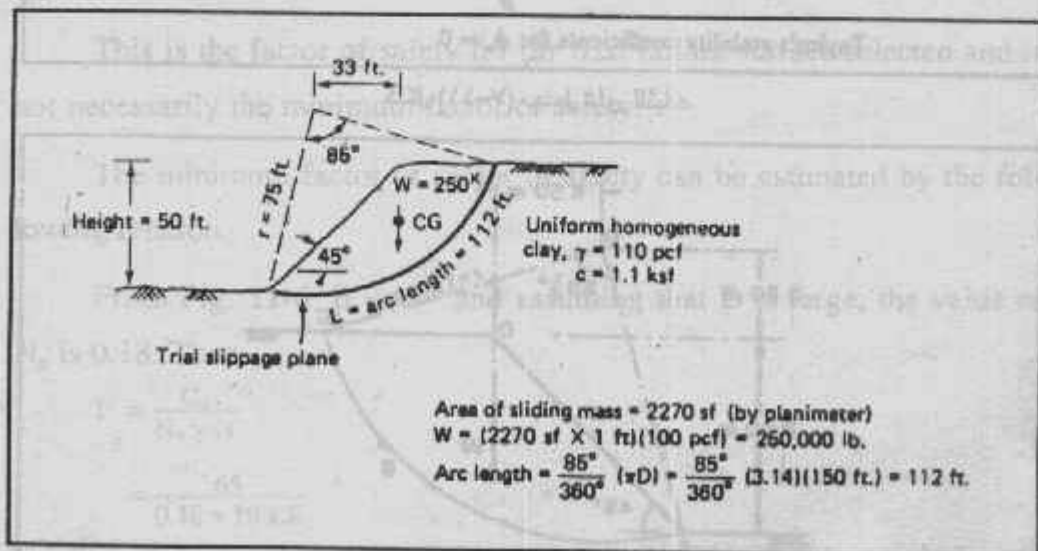
$$F = \frac{C_u}{N_s \gamma H} = \frac{65}{0.18 \times 19 \times 8}$$

$$= 2.37$$



شكل (١١-٩) رقم الثبات N_s

Example 11-2 : An unsupported slope is planned as indicated by the sketch for an area where a deep uniform homogeneous clay-soil deposit exists. What is the factor of safety against sliding for the trial slip plane indicated ?



شكل (١١-١٠) مثال (١١-٢)

Calculations for Factor of Safety

(i) FS based on ratio resisting to causing moments :

$$F = \frac{cLr}{Wd} = \frac{(1.1 \text{ ksf}) (112 \text{ ft.}) (75 \text{ ft.}) (1 \text{ ft. width})}{(250^k) (33 \text{ ft.})}$$

$$F = 1.12$$

(ii) FS based on soil shearing strength :

let τ_{req} = shear strength required for slope equilibrium.

$$Wd = \tau_{req} Lr$$

$$\tau_{req} = \frac{Wd}{Lr} = \frac{250^k \times 33 \text{ ft.}}{112^k \times 75 \text{ ft.}} = 0.985 \text{ k'st}$$

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau_{req}} = \frac{C}{\tau_{req}} = \frac{1.1 \text{ ksf}}{0.985 \text{ ksf}} = 1.12$$

Example 11-3 : Find the safety factor of a proposed slope of 30° on an embankment 20 m (65 ft) high with rock 13 m (43 ft) below the base of the embankment. The soil weighs 19 kN/m^3 and the shear strength, $\tau = 225 \text{ kN/m}^2$, in both the embankment and the foundation.

$$1. n_d = \frac{20 + 13}{20} = 1.7$$

$$2. N_s = 0.17 \text{ from chart.}$$

$$3. F = \frac{225}{0.17 \times 19 \times 20} = 3.5$$

طريقة عامة لدراسة ثبات الميول :

General method for analysis of stability of slopes :

هذه الطريقة العامة لدراسة ثبات الميول اقترحها أولا المهندس السويدي بترسون وتفترض هذه الطريقة سطح الانهيار على أنه جزء من دائرة شكل (١١-١١) ويتزن الميل عند تأثير عزمين الأول هو عزم الدوران M_o والثاني العزم المقاوم M_r ويعين معامل الأمان من العلاقة :

$$F = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Overturning Moment}}$$

$$= \frac{M_r}{M_o}$$

حيث :

$$AB = 3.7 \text{ m}$$

$$BC = 13.4 \text{ m}$$

2. Calculate the resisting moment.

$$M_r = 73 \times 3.7 \times 9.9 + 97 \times 13.4 \times 9.9 = 15.542 \text{ kN/m}$$

3. Calculate the weight of the segment and find the centroid by methods of statics.

$$W = 1109 \text{ kN}$$

$$a = 3.1 \text{ m}$$

4. The moment caused by the weight is $1109 \times 3.1 = 3439 \text{ kN/m}$.

5. The resultant force of water pressure in the crack, P is $\frac{1.5 \times 9.8 \times 1.5}{2} = 11 \text{ kN}$. It acts horizontally at a distance of 3.3 m from the center of the arc; $M = 36 \text{ kN/m}$.

6. The total moment tending to cause overturning is $M_o = 3438 + 36 = 3474 \text{ kN/m}$.

7. The safety factor F is given by :

$$F = \frac{15542}{3474} = 4.5$$

طريقة الشرائح (الطريقة السويدية) :

Method of slices (Swedish method) :

هذه الطريقة من أهم الطرق لدراسة ثبات الميول وطريقة الشرائح طورت بواسطة العالم فيليينس Fellenius. وفي هذه الطريقة يفترض أن سطح الانهيار جزء من دائرة مركزها O ونصف قطرها r . وعلى افتراض سطح الانهيار AC فإن الكتلة $ABCD$ تقسم إلى مجموعة من الشرائح الرأسية متساوية العرض b شكل (١١-١٣) ويفترض أن قاعدة الشريحة خط مستقيم ولأى شريحة فإن ميل قاعدتها α وارتفاعها عند المحور h ويعرف معامل الأمان من :

$$F = \frac{\text{Resisting Moment}}{\text{Overturning Moment}}$$

ويؤخذ معامل الأمان على أنه متساوي لكل الشرائح. والقوى المؤثرة على كل

شريحة هي :

- وزن الشريحة W وهي : $W = \gamma bh$.

- القوى العمودية الرأسية على القاعدة N (والتي تساوي σ) وهذه القوة تتكون من

جزئين : الأول هو القوة العمودية المؤثرة N' (تساوي σ') والثاني قوة المياه U

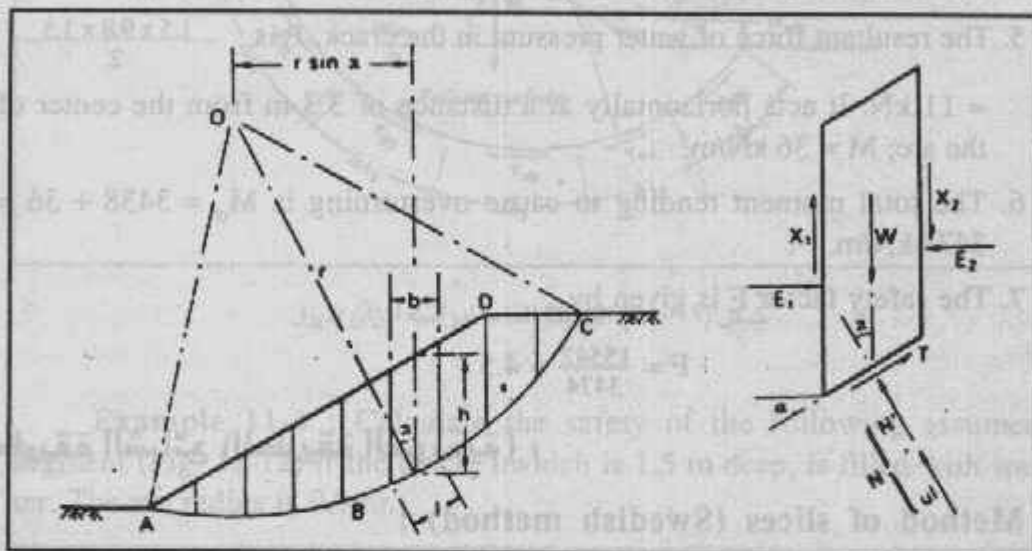
(تساوى UI) حيث U هي ضغط المياه الحر .

- قوة القص على القاعدة T وهي : $T = \tau_m l$.

- القوى العمودية على الجانبين E_1, E_2 .

- قوى القص على الجانبين X_1, X_2 .

وأى أحمال أخرى خارجية يجب أن تؤخذ فى الدراسة .



شكل (١١-١٢) طريقة الشرائح

ويأخذ العزم حول O فإن :

$$\sum Tr = \sum Wr \sin \alpha$$

$$T = \tau_m l = \frac{\tau_r}{F} l$$

$$\therefore \sum \frac{\tau_r}{F} l = \sum W \sin \alpha$$

$$\therefore F = \frac{\sum \tau_r l}{\sum W \sin \alpha}$$

وبالتعويض عن مقاومة القص :

$$F = \frac{\sum (c' + \sigma' \tan \phi') l}{\sum W \sin \alpha}$$

نحصل على العلاقة الآتية :

$$F = \frac{c' L_s + \tan \phi' \sum N'}{\sum W \sin \alpha}$$

حيث L_3 هو طول سطح الانهيار AC

(1) حل فيلنيس :

في هذا الحل تفترض أن محصلة القوى لكل شريحة تكون مساوية الصفر ولهذا فإن القوى في كل شريحة تحلل في الاتجاه العمودي على القاعدة حيث :

$$N' = W \cos \alpha - ul$$

ويكون معامل الأمان على الصورة الآتية :

$$F = \frac{c' L_3 + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

وفي حالة $U = 0$, $\phi_u = 0$ نجد :

$$F = \frac{c_u L_3}{\sum W \sin \alpha}$$

(ب) حل بيشوب المبسط Bishop :

في هذا الحل يفترض أن محصلة القوى على أجناب الشريحة تكون أفقية ، أي :

$$X_1 - X_2 = 0$$

وعند الاتزان تكون قوة القص على قاعدة أي شريحة هي :

$$T = \frac{1}{F} (c'l + N' \tan \phi')$$

وبتحليل القوى في الاتجاه الرأسى :

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{F} \sin \alpha + \frac{N'}{F} \tan \phi' \sin \alpha$$

$$\therefore N' = \left(W - \frac{c'l}{F} \sin \alpha - ul \cos \alpha \right) / \left(\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F} \right)$$

$$l = b \sec \alpha$$

وحيث

وبالتعويض وإعادة الترتيب نحصل على المعادلة الآتية :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[(c'b + (W - cb) \tan \phi') \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right]$$

وضغط المياه الحر يمكن أن يعبر عنه بنسبة الضغط الحر عند أي نقطة :

$$r_u = \frac{u}{\gamma h}$$

ولأي شريحة :

$$r_u = \frac{u}{W/b}$$

تصل إلى المعادلة النهائية :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \left[(c'b + W(1 - r_u) \tan \phi') \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F}} \right]$$

Example 11-5 : Using the Fellenius method of slices, determine the factor of safety, in terms of effective stress, of the slope shown in Fig. 11-14 for the given failure surface. The unit weight of the soil, both above and below the water table, is 20 kN/m^3 and the relevant shear strength parameters are $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ and $\phi' = 29^\circ$.

The soil mass is divided into slices 1.5 m wide. The weight (W) of each slice is given by :

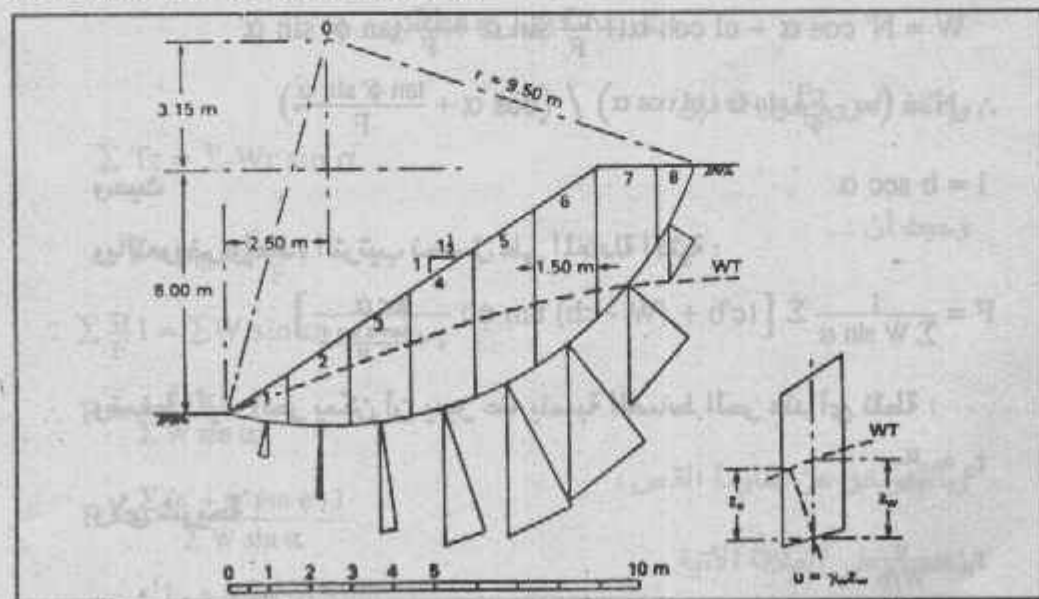
$$W = \gamma bh = 20 \times 1.5 \times h = 30 h \text{ kN/m.}$$

The height h for each slice is set off below the centre of the base and the normal and tangential components $h \cos \alpha$ and $h \sin \alpha$ respectively are determined graphically, as shown in Fig. 11-14. Then

$$W \cos \alpha = 30h \cos \alpha$$

$$W \sin \alpha = 30h \sin \alpha$$

The pore water pressure at the centre of the base of each slice is taken to be $\gamma_w z_w$, where z_w is the vertical distance of the centre point below the water table (as shown in the figure). This procedure slightly overestimates the pore water pressure which strictly should be $\gamma_w z_c$, where z_c is the vertical distance below the point of intersection of the water table and the equipotential through the centre of the slice base. The error involved is on the safe side.



شکل (۱۱-۱۱)، مثال (۱۱-۵)

The arc length (L_a) is calculated as 14.35 m. The results are given in Table 11-2.

جدول (11-1) مثال رقم (0-11)

Slice no.	$h \cos \alpha$ (m)	$h \sin \alpha$ (m)	u (kN/m^2)	l (m)	ul (kN/m)
1	0.75	-0.15	5.9	1.55	9.1
2	1.80	-0.10	11.8	1.50	17.7
3	2.70	0.40	16.2	1.55	25.1
4	3.25	1.00	18.1	1.60	29.0
5	3.45	1.75	17.1	1.70	29.1
6	3.10	2.35	11.3	1.95	22.0
7	1.90	2.25	0	2.35	0
8	0.55	0.95	0	2.15	0
	<u>17.50</u>	<u>8.45</u>		<u>14.35</u>	<u>132.0</u>

$$\sum W \cos \alpha = 30 \times 17.50 = 525 \text{ kN/m}$$

$$\sum W \sin \alpha = 30 \times 8.45 = 254 \text{ kN/m}$$

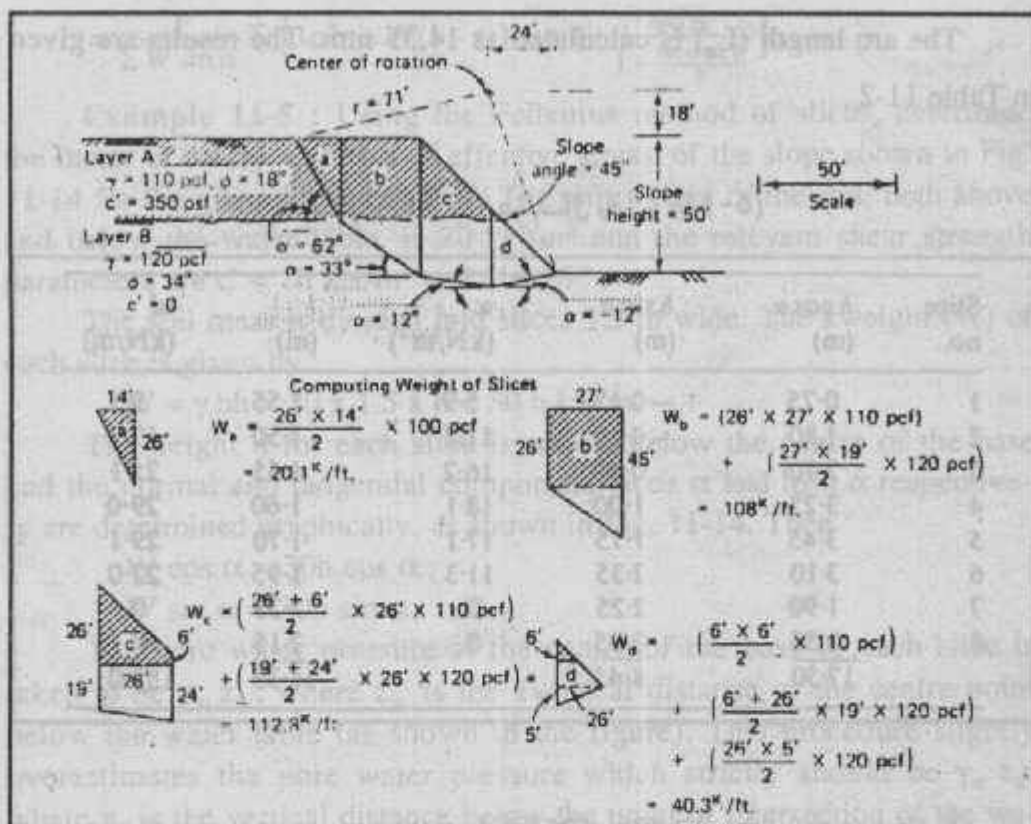
$$\sum (W \cos \alpha - ul) = 525 - 132 = 393 \text{ kN/m}$$

$$F = \frac{cL_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha}$$

$$= \frac{(10 \times 14.35) + (0.554 \times 393)}{254}$$

$$= \frac{143.5 + 218}{254} = 1.42$$

Example 11-6 : Using the Fellenius method, calculate the factor of safety against sliding for the slope and trial failure surface shown in the sketch.



شكل (١٥-١١) مثال رقم (١١-٦)

جدول (١١-٣) مثال رقم (١١-٦)

slice	Base in Layer	W , k/ft	$\tan \phi$	c' , psf	b , ft	α°	$\sec \alpha$	$\cos \alpha$	$\sin \alpha$	$\frac{c' b}{\sec \alpha}$, (k/ft)	$W \cos \alpha$, (k/ft)	$W \sin \alpha$, (k/ft)
a	A	20.1	.325	350	14	62	2.13	.469	.883	10.44	3.06	17.75
b	B	108.0	.675	0	27	33	1.192	.839	.545	0	61.16	58.86
c	B	112.8	.675	0	26	12	1.022	.978	.208	0	74.46	21.54
d	B	40.3	.675	0	26	-12	1.022	.078	-.208	0	26.60	-8.38
Σ										10.44	165.79	89.77

$$F = \frac{\Sigma [c' b \sec \alpha + W \cos \alpha \tan \phi]}{\Sigma W \sin \alpha} = \frac{10.44 + 165.79}{89.77} = 1.96$$

where $L_a = \Sigma b \sec \alpha$

Example 11-7 : Eight metres high embankment has a slope of 1 : 2 Find out factor of safety of the embankment along a slip circle through the toe of the embankment a central angle of 129° with radius of 16 metres. Properties of the soil which have been used for construction of the embankment. Unit wt. = 2 gm c. c., $\phi = 5^\circ$ and cohesion = $3.24/t/m^2$.

Solution : Radius of the arc for which factor of safety is required is given as 16 metres.

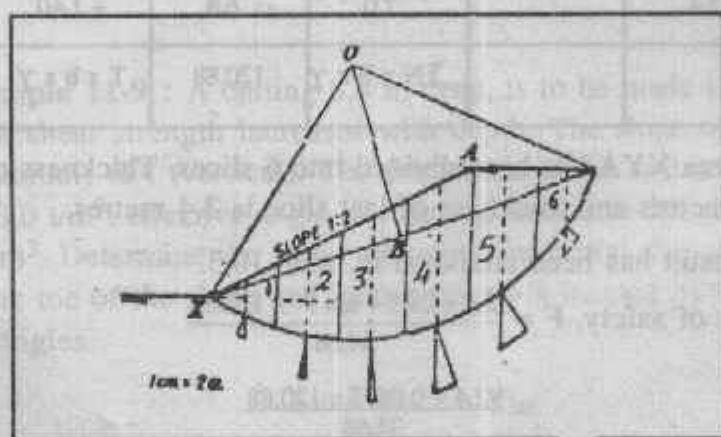
and

$$XOY = 102^\circ$$

$$XOB = \frac{102}{2} = 51^\circ$$

Now $XB = XO \sin 51^\circ = 16 \times 0.777$

Chord $XY = 16 \times 0.777 \times 2 = 24.9$ metres.



شکل (۱۱-۱۶) مثال رقم (۱۱-۷)

Finding the length of the chord, point Y was located. Now centre of the circle O was located and the slip circle XY was drawn.

The analysis will be done by the method of slices.

$$\begin{aligned} \text{Factor of safety} &= \frac{\sum (c \times l \times W \cos \theta \tan \phi)}{\sum W \sin \theta} \\ &= \frac{c \times l \times \tan P \sum N}{\sum T} \end{aligned}$$

where $\sum N$ and $\sum T$ are sum of normal and tangential components.

Width of the slice perpendicular to the plane of paper is taken as one metre.

$\therefore XOY = 102^\circ = 1.78$ radians.

Length of the arc XY = $16 \times 1.78 = 28.5$ metres.

$$(V-11) \quad \sum \gamma b x \quad (\Sigma - 11) \quad \sum \gamma b x$$

Slice No.	Width of slice	Unit wt. of soil	Normal Component	b x c x d	Tangential component	b x c x f
a	b	c	b	e	f	g
1	4	2 gm/c.c 2 t/m ²	1.1	8.8	-0.5	- 4.0
2	4		2.6	20.0	-0.4	- 3.20
3	4		3.7	29.6	+0.44	+ 3.52
4	4		4.0	32.0	±1.50	+ 12.00
5	4		2.86	22.8	+2.10	+ 16.80
6	3.4		1.0	6.8	+1.40	+ 9.52
			$\Sigma N \times b \times \gamma$	120.88	$T \times b \times \gamma$	34.64

The area XYA has been divided into 6 slices. Thickness of first five slices is 4 metres and thickness of last slice is 3.4 metres.

The result has been tabulated in table 10.3.

$$\text{Factor of safety, } F = \frac{3.2 \times 28.5 + \tan 5^\circ \times 120.88}{34.68}$$

$$= \frac{92.4 + 0.0875 \times 120.88}{34.68}$$

$$= \frac{92.4 + 10.56}{34.68} = \frac{102.96}{34.64}$$

$$= 2.965 .$$

Example 11-8 : The stability analysis by method of slices gave the following values per running metre for an embankment 10 metres high :

- Total shearing force - 50 tonnes.
- Total normal force - 198 tonnes.
- Total neutral force - 27 tonnes.
- The length of the arc - 22.5 metres.
- Angle of internal friction - 5° .
- Cohesive strength - 2.5 t/m^2 .

Calculate the factor of safety with respect to strength.

Solution :

$$\text{Factor of safety} = \frac{c \times l + \sum (N - u) \tan \phi}{\sum T}$$

where N is normal component, T is shear component and l the length of the arc.

\therefore Putting numerical values in the above expression

$$\begin{aligned} \text{F. S.} &= \frac{2.5 \times 22.5 + (198 - 27) \tan 5^\circ}{50} \\ &= \frac{53.3 + 171 \times 0.0875}{50} = \frac{53.3 + 14.98}{50} \\ &= \frac{68.28}{50} = 1.364. \end{aligned}$$

Example 11-9 : A cutting 8.5 m deep, is to be made in a cohesive soil whose shear strength increases with depth. The slope of the cutting is 2 (horizontal) to 1 (vertical). The properties of the soil are : effective cohesion 3.0 t/m^2 , effective angle of shearing resistance 20° and bulk density 1.9 t/m^3 . Determine the factor of safety for a trial slip circle passing through the toe of the slope and whose centre is located by Fellenius directional angles.

Solution :

The slope and the trial slip circle are drawn to scale in Fig 11-17. Fellenius directional angles for a slope 2:1 are ($\beta_A = 25^\circ$ & $\beta_B = 35^\circ$). The subtended angle 2ϵ at the centre of rotation ($\angle AOD$) is measured as 113° and the radius of the circle is 16.75 m. The arc length AD is given as :

$$R\theta = L = \frac{2\pi R \epsilon}{360} = \frac{2 \times \pi \times 16.75 \times 113}{360} = 33 \text{ ms}$$

The sector ADDBA is divided into 7 slices. The first 6 slices are each 4 m wide, and the 7th slice is only 2.6 m wide. The weight of each slice can be represented by its central ordinate (height at mid-width) which is resolved graphically into normal and tangential components by drawing a normal to the slip circle through the point where the central ordinate of the slice intersects the circle.

Since $\tan \phi = 0$

$$F = \frac{\sum c \times l}{\sum W \sin \theta} = \frac{c \times l}{\sum T}$$

Now length of arc will be arc length XC.

Angle subtended at centre by the arc X C = $95^\circ = 1.658$ radians

Radius R of the circle

= 16.9 metres (measured from the diagram)

\therefore Length of the arc = $16.9 \times 1.658 = 28$ metres. The width of each slice perpendicular to the plane of paper is 1 metre. The result has been tabulated in table 11-6 .

جدول (11-1) مثال رقم (11-1)

Slice No.	Width of the slice in metres	Unit wt. of soil	Tongential component	Disturbing moment $d \times c \times b$	Remarks
a	b	c	d	e	f
1	4		-0.4	-3.04	
2	4	1.9 gra/c. c	-0.5	-3.80	
3	4	1.9 t/m ²	+0.48	+3.65	
4	4		+1.8	+13.70	
5	4		+2.6	+19.79	
6	3.6		+2.3	+15.65	
				Total 46.05	

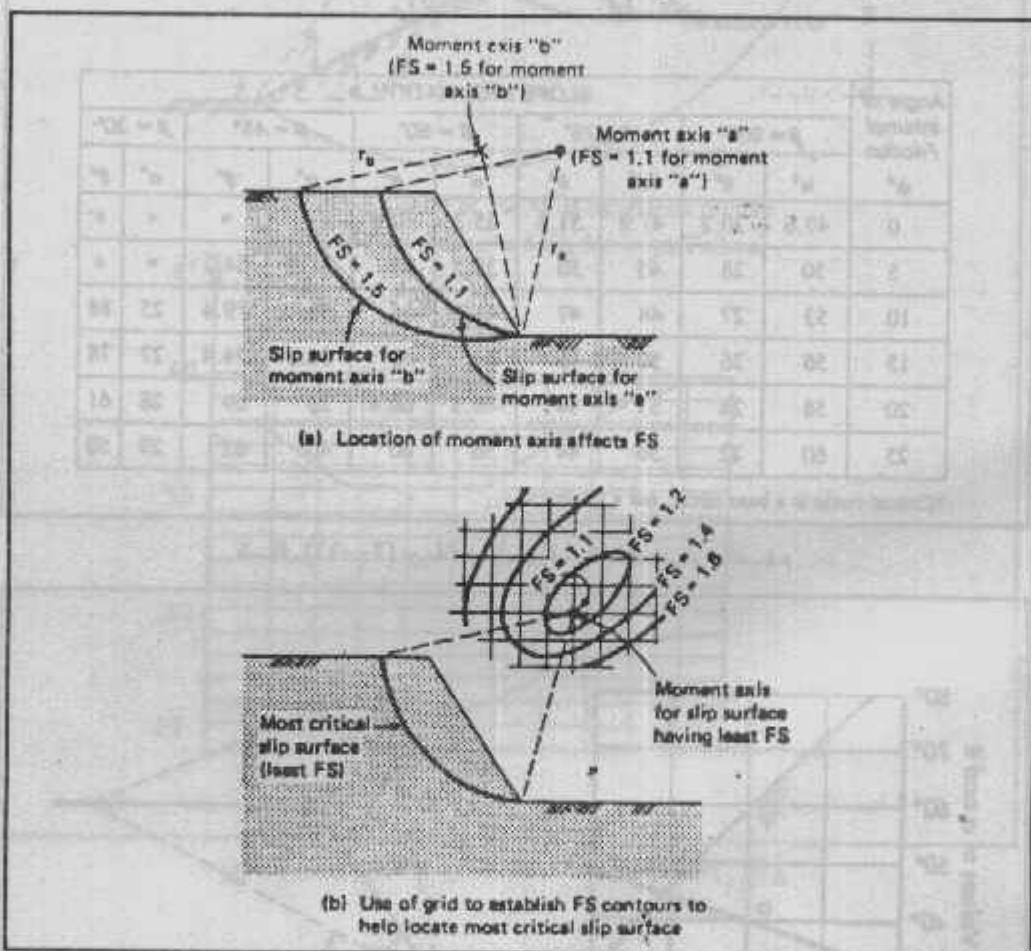
$$\text{Factor of safety} = \frac{1 \times c}{\sum T}$$

$$= \frac{28 \times 25}{46.05} = 1.52 .$$

: مركز الدائرة الحرجة للانهييار **مركز الدائرة الحرجة للانهييار**

موقع مركز الدائرة المختارة في محاولات الشرائح في دراسة الميول له تأثير كبير في حساب معامل الأمان حيث يتوقف على موقع المركز على مكان وطول سطح الانهييار المفترض وحجم كتلة التربة . وعامة يتم اختيار مركز سطح الانهييار الحرج بالمحاولة والخطأ . ومركز سطح الانهييار يعني مركز سطح الانهييار الذي يحقق أقل معامل أمان وهو مركز الانهييار الفعلى .

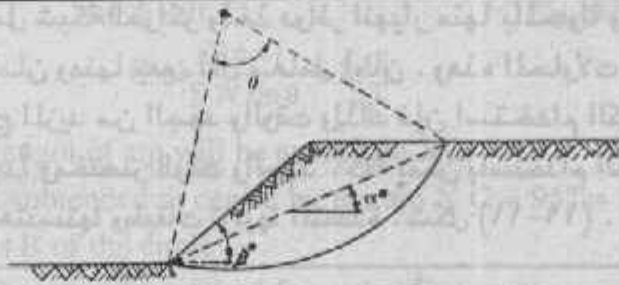
ويمكن عمل شبكة للمراكز وأخذ دوائر انهيار منها بالمحاولة ورسم خطوط كنتور لقيم معامل الأمان ومنها يعين أقل معامل أمان . وهذه المحاولات باستخدام طريقة الشرائح تحتاج المزيد من الجهد والوقت ولذلك فإن استخدام الكمبيوتر في طريقة الشرائح مفيد جداً ومختصر للوقت والجهد . كما يمكن باستخدام الكمبيوتر حل مسائل أكثر تعقيداً في هندستها وطبقات ترتبها المتعددة . شكل (١١-١٩) .



شكل (١١-١٩) تعيين معامل الأمان الأدنى

ولقد قدم تيلور البيانات اللازمة لتوقيع مركز سطح الانهيار الحرج للانهيال الذيلى شكل (١١-٢٠) ، وتعتمد هذه البيانات على قيمة الزاوية ϕ ، وزاوية الميل . كما قدم مع فيليليس منحنيات منها يتم تعيين موقع الدائرة الحرجة للانهيال في التربة الطينية المشبعة المتجانسة ، شكل (١١-٢١) .

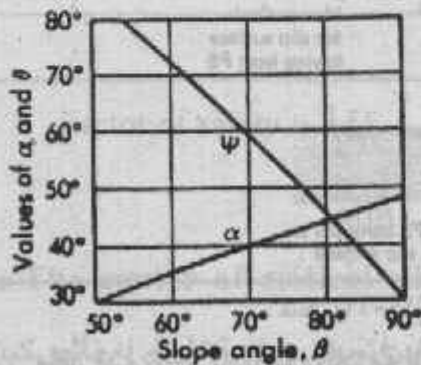
وقدم فيليليس منحنيات أخرى تستخدم للتربة المتجانسة المتماسكة ، شكل (١١-٢٢) .



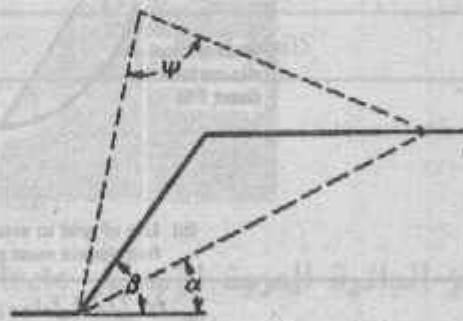
Angle of Internal Friction ϕ°	SLOPE INCLINATION ^a β									
	$\beta = 90^\circ$		$\beta = 75^\circ$		$\beta = 60^\circ$		$\beta = 45^\circ$		$\beta = 30^\circ$	
	α°	θ°	α°	θ°	α°	θ°	α°	θ°	α°	θ°
0	47.6	30.2	41.8	51.8	35.3	70.8	*	*	*	*
5	50	28	45	50	38.5	69	31.2	84.2	*	*
10	53	27	48	47	41	66	34	79.4	25	88
15	56	26	50	46	44	63	36.1	74.4	27	78
20	58	24	53	44	46.5	60.4	38	69	28	61
25	60	22	56	44	50	60	40	62	29	50

*Critical circle is a base circle, not a toe circle.

شكل (١١-٢٠) بيانات تيلور لمركز الانهيار بالقدم



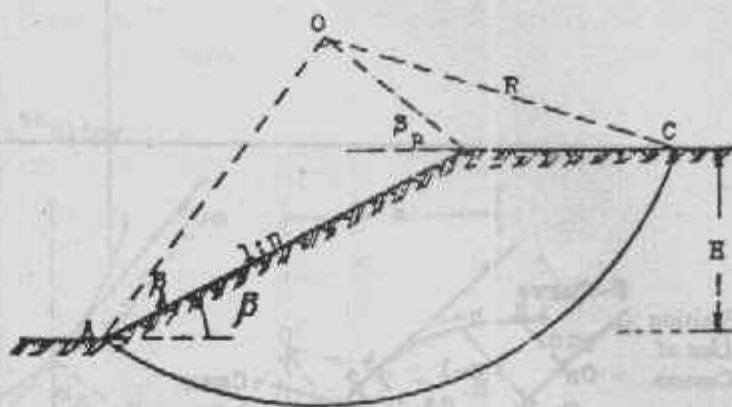
c. Angles for locating critical toe circle



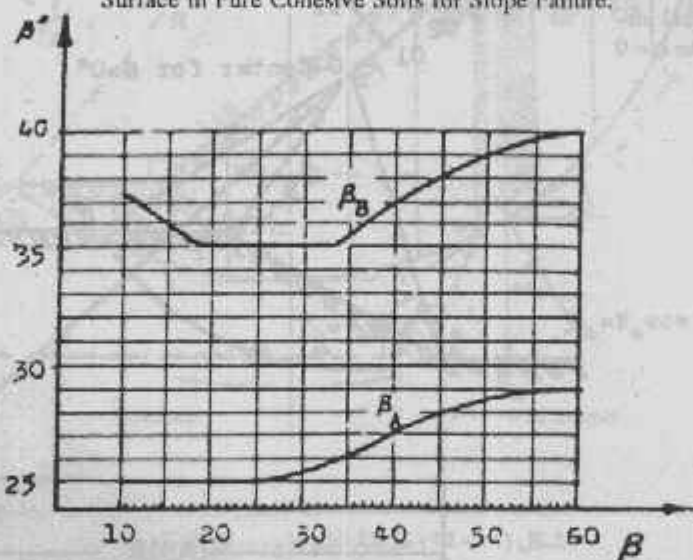
b. Center of critical toe circle

Chart for estimating the safety factor and location of the critical circle in a homogeneous saturated clay in undrained shear. (After D. W. Taylor and W. Fellenius.)

شكل (١١-٢١) منحنيات تيلور - فيلينس للطين المشبع

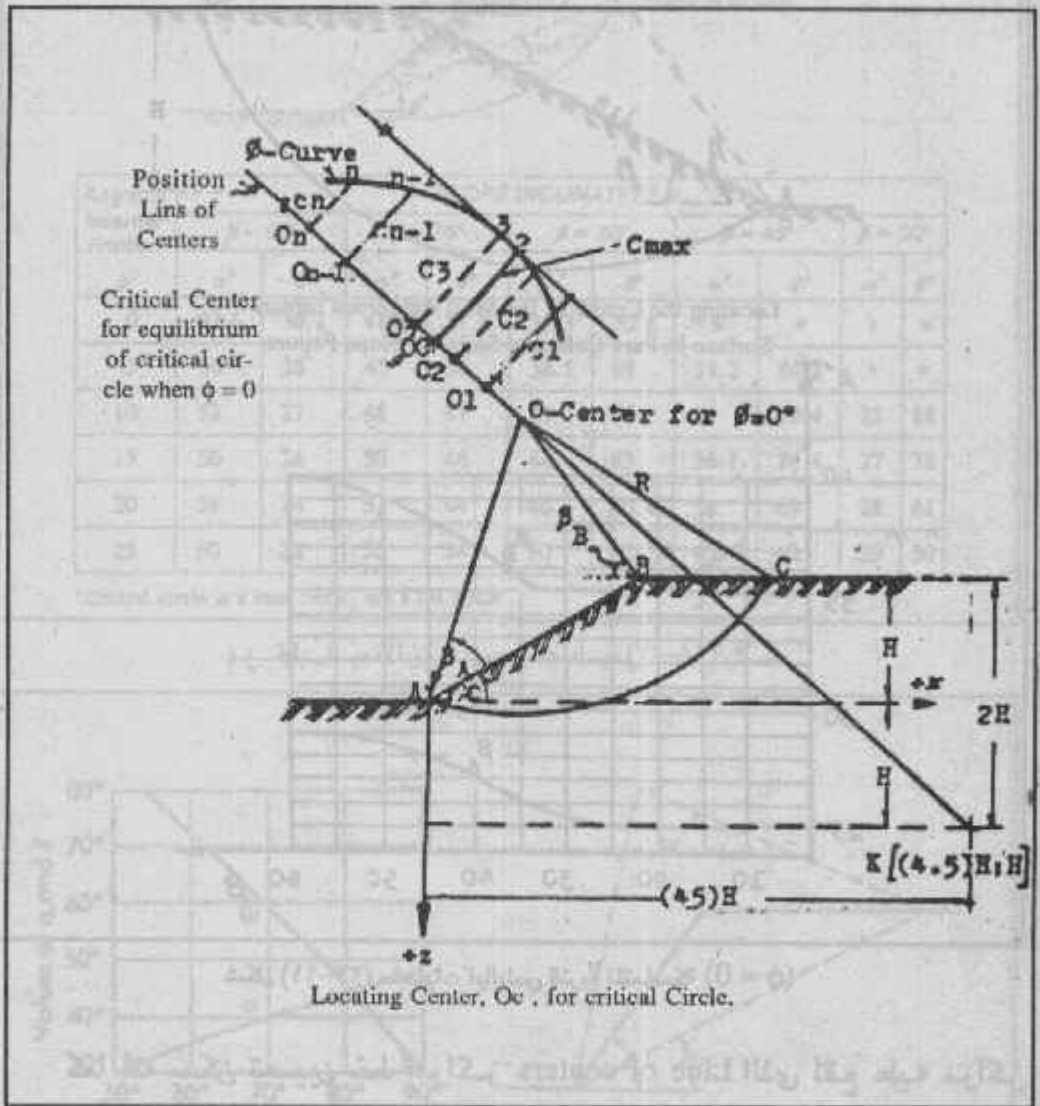


Locating the Center of the Most dangerous rupture Surface in Pure Cohesive Soils for Slope Failure.



شكل (١١-٢٢) منحنيات فيليبس للتربة المتماسكة ($\phi = 0$)

كما أنه يمكن تعيين خط المراكز Line of centers الذي تقع عليه مراكز الإنهيارات المحتملة والتي بطريقة المحاولة والخطأ تعين مركز الإنهيار الفعلي. ويبين شكل (١١-٢٣) كيفية تعيين خط المراكز. حيث تعين نقطة O مركز دائرة فيليبس ($\phi = 0$) ثم تعين نقطة K ذات الاحداثيات 4.5 H أفقي و 2 H رأسى كما في الشكل. بالنسبة للإنهيار القاعدي فإن مركز دائرة الإنهيار الحرجة تقع على خط ينصف الميل AB في شكل (١١-٢٤).



شكل (١١-٢٢) تعيين خط المراكز

٣ - نأخذ على العمود السابق معينة في الخطوة (C) الطول ا حيث :

$$L = r \cdot \frac{\hat{L}}{L'}$$

وحيث مكان خط عمل توم القص اللازمة لثبات الميل L' ، C_m .

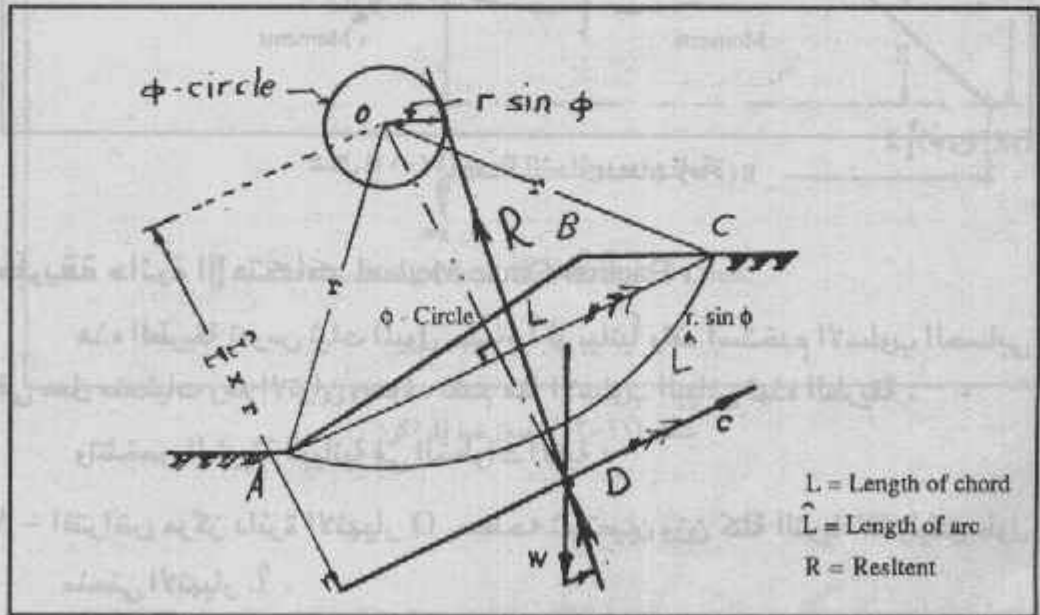
٤ - عند المركز نمثل زاوية الاحتكاك بنصف قطر يساوي $r \cdot \sin \phi$ ولهذه الدائرة ومن نقطة تقابل الوزن مع القص (D) نرسم مماس لدائرة الاحتكاك ويمثل هذا المماس برد فعل التربة R .

٥ - تكون كتلة التربة متزنة تحت تأثير ثلاث قوى هي W ، C_m ، L' ، R ، ولذلك يمكن تمثيلها في مثلث الثلاث قوى وحيث أن الاتجاهات كلها معلومة فيمكن منه إيجاد مقدار قوة القص L' C_m علماً بأن W معلومة المقدار أيضاً من وزن الكتلة .

٦ - تعيين معامل الأمان من العلاقة :

$$F = \frac{C}{C_m}$$

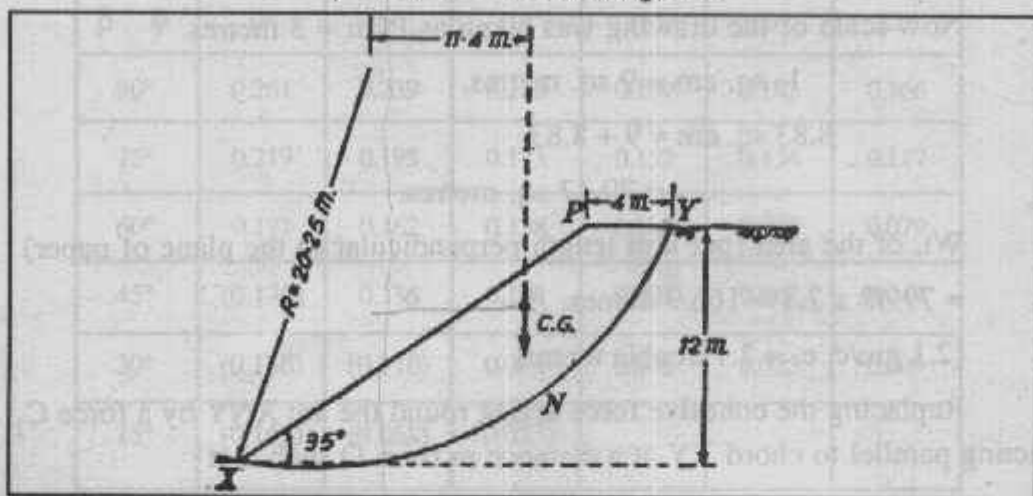
٧ - ويتكرر ما سبق مع تغيير معامل الأمان بالنسبة للاحتكاك F_ϕ نرسم عدة دوائر للاحتكاك يتغير ϕ_m . ومنها نغير F_C ويرسم علاقة بين F_C ، F_ϕ . تعيين معامل الأمان الحقيقي لكل من الاحتكاك والتماسك شكل (١١-٢٩) .



شكل (١١-٢٥) طريقة دائرة الاحتكاك

Example 11-11 : The slip surface for a cutting has been shown in Fig. 11-26. Determine the factor of safety with respect to cohesion. Given : Unit wt. of the soil 2.1 gm/c. c.

$$\phi = 15^\circ, \quad c = 0.3 \text{ kg/cm}^3.$$



شکل (۱۱-۱۱) مثال (۱۱-۱۱)

Solution :

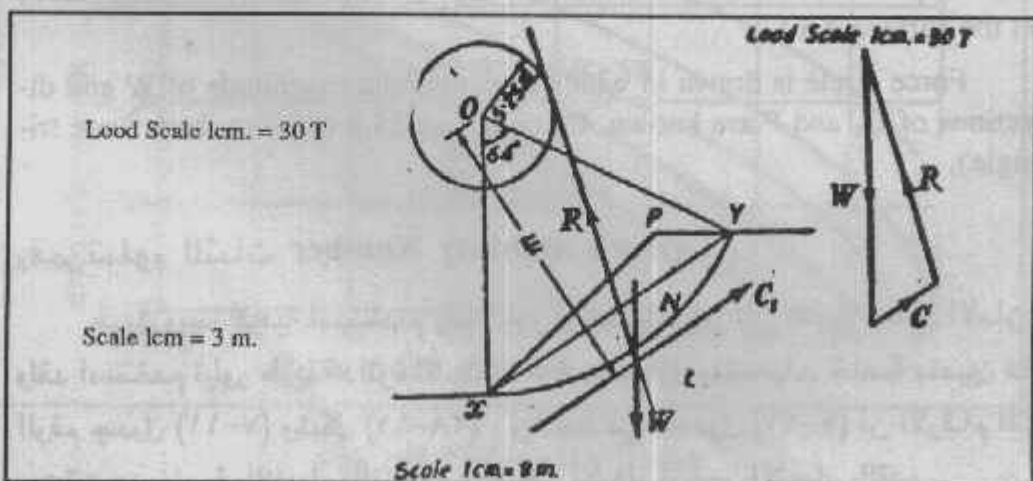
The problem will be solved by ϕ - circle method.

$$\angle XOY = 64^\circ = 1.118 \text{ radians.}$$

$$\therefore \text{Arc XNY} = 1.118 \times 20.25 = 22.61 \text{ m and chord XY} = 21.75 \text{ (measured)}$$

Now area XNYP = 79.47 sq. metres.

[This problem should be solved on graph paper. Area of XNYP is found out by counting the number of small square enclosed inside the area].



شکل (۱۱-۱۱) مثال رقم (۱۱-۱۱)

The area XNYP was plotted on graph paper. Total number of small squares were 883.

No. of big squares = 8.83.

Now scale of the drawing was taken as 1 cm = 3 metres

$$1 \text{ sq. cm} = 9 \text{ sq. metres.}$$

$$8.83 \text{ sq. cm} = 9 \times 8.83$$

$$= 79.47 \text{ sq. metres.}$$

Wt. of the area (per unit length perpendicular to the plane of paper)
 $= 79.49 \times 2.1 = 166.9 \text{ tonnes.}$

[2.1 gm/c. c. = 2.1 t/cubic metre]

Replacing the cohesive force acting round the arc XNY by a force C_1 acting parallel to chord XY at a distance m from O such that

$$m = 20.25 \times \frac{\text{Arc XNY}}{\text{Chord XY}}$$

$$= 20.25 \times \frac{22.61}{21.75} = 21.1 \text{ metres.}$$

The ϕ -circle is drawn with radius $R \sin \phi$, i. e.

$$20.25 \times \sin 15^\circ = 20.25 \times 0.259 = 5.25 \text{ metres.}$$

The weigh W is acting 11.4 metres from the centres.

From intersection of W and C_1 a line tangent to ϕ -circle is drawn which represents resultant R (resultant of the normal and frictional forces on the surface XY).

Force circle is drawn in which direction and magnitude of W and directions of C_1 and P are known. C_1 comes as 55.8 (scaling from force triangle).

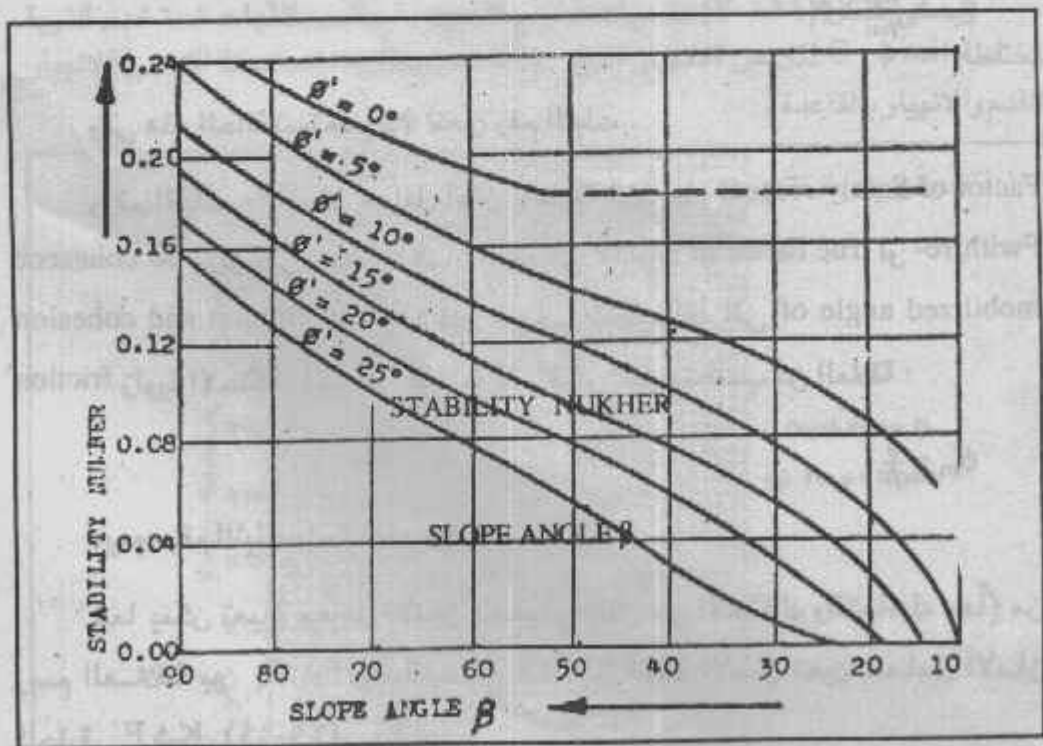
رقم تيلور للثبات : Taylor's stability Number

سبق وبيننا كيفية استخدام رقم تيلور أو معامل تيلور في تعيين معامل الأمان . ولقد استخدم تيلور طريقة دائرة الاحتكاك لوضع جداول ومنحنيات خاصة بتعيين هذا الرقم جدول (٧-١١) وشكل (٢٨-١١) ، ويلاحظ في الجدول (٧-١١) أن الأرقام التي بين قوسين خاصة بالإنتهيار بالقاعدة ، أما باقي الأرقام فتخص الإنتهيار بالقدم .

جدول (V-11) قيم رقم تيلور للثبات

TAYLOR'S STABILITY NUMBERS

β ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°
90°	0.261	0.239	0.218	0.199	0.182	0.166
75°	0.219	0.195	0.173	0.152	0.134	0.117
60°	0.191	0.162	0.138	0.116	0.097	0.079
45°	(0.170)	0.136	0.108	0.083	0.062	0.044
30°	(0.156)	(0.110)	0.075	0.046	0.025	0.009
15°	(0.145)	(0.068)	(0.023)	—	—	—



شكل (٢٨-١١) منحنيات رقم تيلور للثبات

$$N_s = \frac{C_m}{\gamma H}$$

حيث C_m هو التماسك المطلوب للاستقرار mobilized cohesion ليل ارتفاعه H .
ويكون معامل الأمان بالنسبة للتماسك هو :

$$F_{\text{for cohesion}} = \frac{C}{C_m}$$

حيث C هو التماسك الطبيعي للتربة .

وحيثما يكون الميل مغموراً تماماً بالمياه الحرة تستخدم γ_{sub} في العلاقة السابقة لرقم الثبات . وحيثما الميل مشبعاً بالمياه نتيجة الخاصة الشعرية فإن γ_{sat} هي التي تستخدم وعند الانخفاض المفاجئ لسطح المياه الحرة حيث يصبح جزء من الميل مشبع بالمياه والآخر مغمور فتستخدم زاوية الاحتكاك الوزني ϕ_w weighted frictional angle وتحسب من العلاقة :

$$\phi_w = \frac{\gamma_{\text{sub}}}{\gamma_{\text{sat}}} \cdot \phi$$

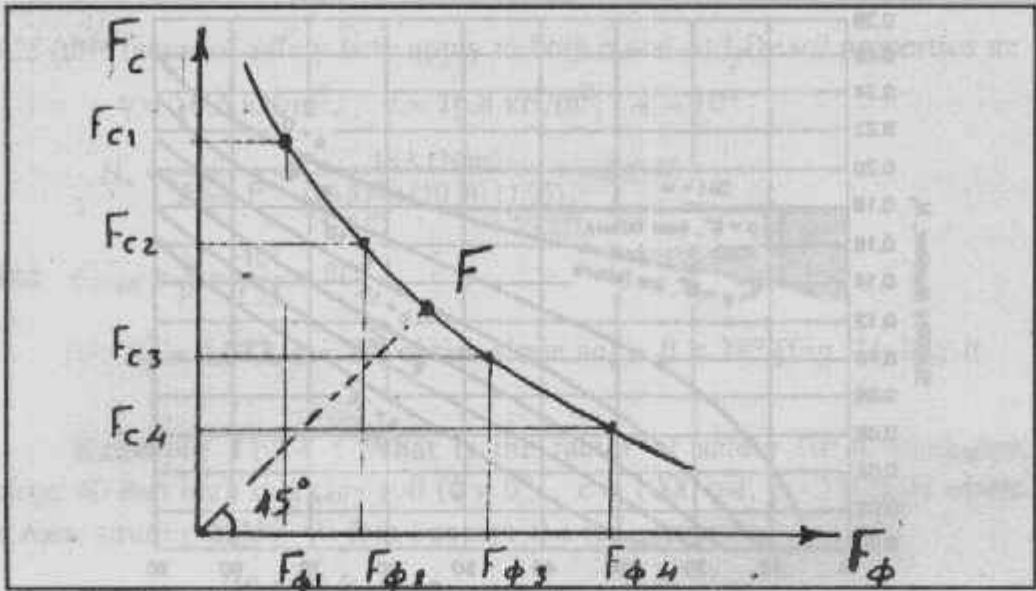
وفي هذه الحالة تستخدم ϕ_w لتعين رقم الثبات .

ورقم الثبات N_s يعطى معامل أمان بالنسبة للتماسك Factor of Safety respect to cohesion ، ولو كان معامل الأمان الحقيقي $F_{\text{with re-}}$ أو F_{true} Factor of safety respect to friction and cohesion فإن ϕ يجب تخفيضها إلى mobilized angle of friction زاوية الاحتكاك الداخلي اللازمة لاستقرار الميل وتحسب من العلاقة :

$$\phi_m = \frac{\phi}{F}$$

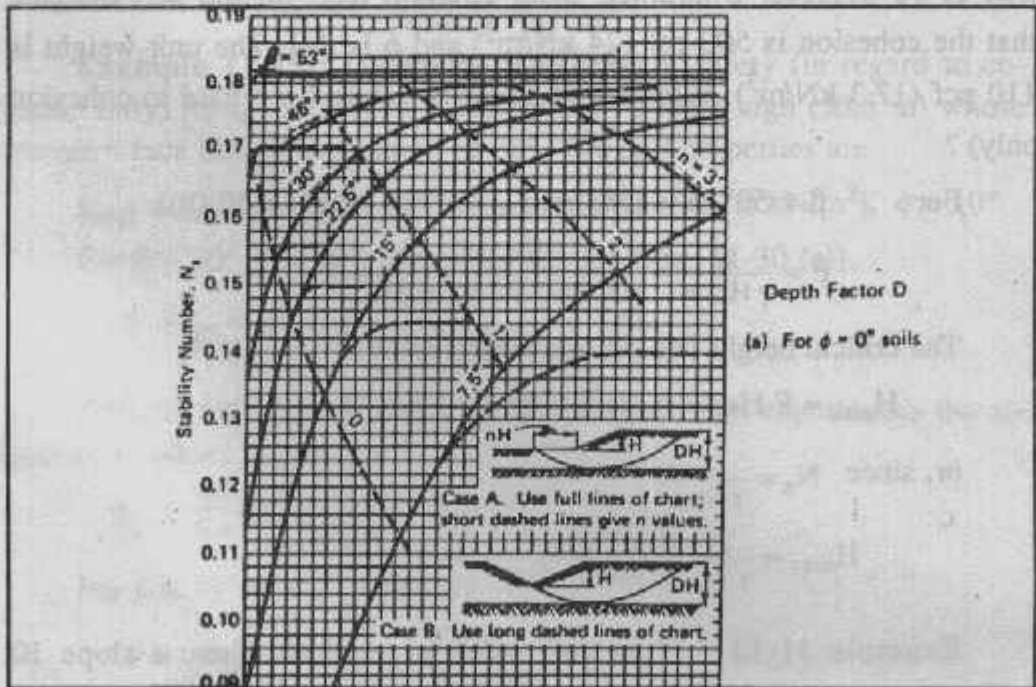
ويعين رقم الثبات باستخدام ϕ_m :

كما يمكن تعيين معامل الأمان الحقيقي (لكل من الاحتكاك والتماسك معاً) من رسم العلاقة بين F_c ، F_o وبخط يصنع 45° من نقطة الأصل تعين معامل الأمان الحقيقي F شكل (١١-٢٩)

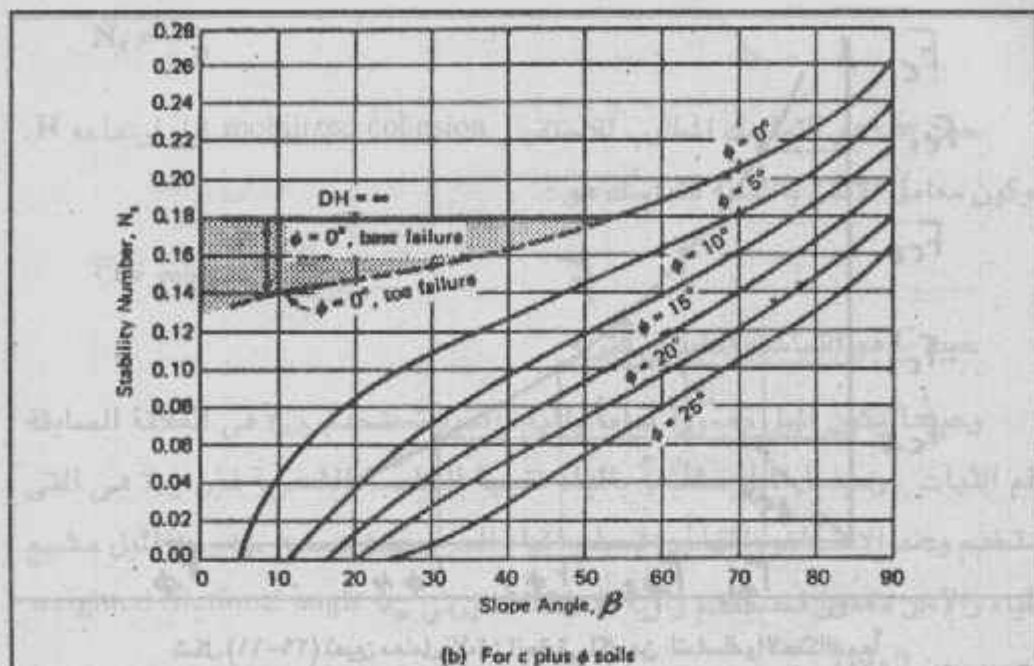


شكل (١١-٢٩) تعيين معامل الأمان الحقيقي لكل من التماسك والاحتكاك معاً

ويعطى شكل (١١-٣٠) منحنيات أخرى لتعيين رقم تيلور للثبات تستخدم للتربة المختلطة $C - \phi$ soil لكل من الانهيار الذيلي والقاعدي والتربة المتماسكة لكل من الانهيار بالقدم والانهيار بالقاعدة.



شكل (١١-١٣) تعيين رقم الثبات لحالات التربة المختلفة



شكل (١١-٣٠ ب) تعيين رقم الثبات لحالات التربة المختلفة

Example 11-12 : A slope 40 feet (12 m) high has a face inclination of 50 degrees. Undrained shear strength tests on the soil indicate that the cohesion is 500 psf (24 kN/m²) and ϕ is deg. The unit weight is 110 pcf (17.3 kN/m³). What is the factor of safety (in regard to cohesion only) ?

For $\beta = 50^\circ$, $\phi = 15^\circ$, get $N_s = 0.095$ [Fig. 11-30 (b)].

$$F = \frac{c}{\gamma H_{act} N_s} = \frac{500 \text{ psf}}{(110 \text{ pcf}) (40 \text{ ft}) (0.095)} = 1.2$$

The critical height (maximum height) is

$$H_{max} = F H_{act} = (1.2) (40 \text{ ft}) = 48 \text{ ft} \approx 15 \text{ m}$$

or, since $N_s = \frac{c}{\gamma H_{max}}$,

$$H_{max} = \frac{c}{\gamma N_s} = \frac{500}{(110) (0.095)} = 48 \text{ ft}$$

Example 11-13 : What inclination is required where a slope 10 meters high is to be constructed and must possess a factor of safety of

1.25 (this factor of safety is to apply to both c and ϕ)? The soil properties are

$$\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3, \quad c = 16.8 \text{ kN/m}^2, \quad \phi = 10^\circ$$

$$N_s = \frac{c}{\gamma H_{act} F} = \frac{16.8 \text{ kN/m}^2}{(16.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3})(10 \text{ m})(1.25)} = 0.082$$

and $\phi_{chart} = \frac{\phi}{F} = \frac{10^\circ}{1.25} = 8^\circ$

For $N_s = 0.082$, $\phi = 8^\circ$, obtain slope angle $\beta \cong 28^\circ$ [Fig. 11-30(b)].

Example 11-14 : What is the factor of safety for a 45-degree slope 40 feet high in a clay soil ($\phi = 0^\circ$, $c = 1000$ psf, $\gamma = 110$ pcf) where a rock stratum exists 40 feet beneath the toe elevation.

$$D = \frac{DH}{H} = \frac{(40 + 40) \text{ ft}}{40 \text{ ft}} = 2$$

For $\beta = 45^\circ$, $D = 2$, $\phi = 0^\circ$, obtain $N_s = 0.78$ [Fi. 11-30(b)].

$$F = \frac{c}{N_s \gamma H_{act}} = \frac{1000 \text{ psf}}{(0.78)(110 \text{ pcf})(40 \text{ ft})} = 1.28$$

Also note $nH \cong (1.6)(40 \text{ ft}) \cong 64 \text{ ft}$

Example 11-15 : Determine the factor of safety (in regard to cohesion only) for a submerged embankment 100 feet high (30.5 m) whose upstream face has an inclination of 30° . The soil properties are

$$\gamma_{total} = 120 \text{ pcf} (18.85 \text{ kN/m}^3), \quad c = 700 \text{ psf} (37.6 \text{ kN/m}^2), \quad \phi = 10^\circ$$

For $\beta = 30^\circ$, $\phi = 10^\circ$, obtain $N_s = 0.075$ [Fig. 11-30 (a)].

$$F = \frac{c}{N_s \gamma H_{act}} = \frac{700 \text{ psf}}{(0.075)(\frac{120}{2})(100 \text{ ft})} = 1.56$$

What is the factor of safety if the embankment experiences the affects of a sudden drawdown?

$$\phi_{dd} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_{sub}} (\phi) = \frac{60}{120} (10^\circ) \cong 5^\circ$$

For $\beta = 30^\circ$, $\phi = 5^\circ$, obtain $N_s = 0.11$.

$$F = \frac{c}{N_s \gamma H_{act}} = \frac{700 \text{ psf}}{(0.11)(120 \text{ pcf})(100 \text{ ft})} = 0.53 \text{ (failure)}$$

Example 11-16 : A 5.7-m deep cut is to be made in a cohesive soil with a slope of 1 : 1. The soil has $c_u = 3.5 \text{ t/m}^2$, $\phi_u = 10^\circ$ and $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$. Find the factor of safety with respect to cohesion. What will be the critical height of the slope in this soil ?

Solution :

For $\phi = 45^\circ$ and $\phi_u = 10^\circ$, stability number = 0.108.

$$N_s = \frac{c_u}{F_c \gamma H}$$

$$0.108 = \frac{3.5}{F_c \times 1.8 \times 7.5}$$

$$F_c = 2.4$$

$$H_c = \frac{c_u}{8 N_s} = \frac{3.5}{1.8 \times 0.108} = 18 \text{ m}$$

Alternatively,

$$H_c = F_c H = 2.4 \times 7.5 = 18 \text{ m}$$

Example 11-17 : Find the safe depth of a cutting, at a slope angle 40° , which is to be made in a soil with $c_u = 3.2 \text{ t/m}^2$, $\phi_u = 15^\circ$ and $\gamma = 1.82 \text{ t/m}^3$. The required true factor of safety is 1.5.

Solution :

$$\phi_m = \frac{\phi_u}{F} = \frac{15}{1.5} = 10^\circ$$

$$\phi = 40^\circ \text{ and } \phi_m = 10^\circ, s_n = 0.098.$$

$$N_s = \frac{c_u}{F \gamma H}, \text{ or } H = \frac{c_u}{F \gamma N_s}$$

$$H = \frac{3.2}{1.5 \times 1.82 \times 0.098} = 12 \text{ m}$$

Example 11-18 : A canal, 6 m deep, runs through a soil having the following characteristics : $c_u = 1.8 \text{ t/m}^2$, $\phi_u = 10^\circ$, $e = 0.8$ and $G_s = 2.72$. The angle of slope of the banks is 45° . Determine the factor of safety with respect to cohesion when the canal is full upon the top of banks. What will be the factor of safety the case of sudden drawdown ?

Solution :

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G + e) \gamma_w}{1 + e} = \frac{2.722 + 0.8}{1 + 0.8} = 1.955 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{usb}^1 = \gamma_{sat} - \gamma_w = 1.955 - 1.0 = 0.955 \text{ t/m}^3$$

Submerged case :

For $\theta = 45^\circ$ and $\phi_u = 10^\circ$, $N_s = 0.108$

$$F_c = \frac{c_u}{\gamma^{1H} N_s} = \frac{1.8}{0.955 \times 6 \times 0.108} = 2.91$$

Drawdown case :

$$\phi = \frac{\gamma^1}{\gamma_{sat}} \phi_u = \frac{0.955}{1.955} \times 10 = 4.88^\circ$$

For $\theta = 45^\circ$ and $\phi = 4.88^\circ$, $N_s = 0.137$

$$F_c = \frac{c_u}{\gamma_{sat}^H N_s} = \frac{1.8}{0.955 \times 6 \times 0.137} = 1.12$$

Example 11-19 : A trench with vertical sides is to be excavated in a cohesive soil whose bulk density is 1.8 t/m^3 , apparent cohesion 2.2 t/m^2 and apparent angle of shearing resistance 9° .

Solution :

For $\theta = 90^\circ$ and $\phi_u = 9^\circ$, $S_n = 0.222$

$$H_c = \frac{c_u}{\gamma N_s} = \frac{2.2}{1.8 \times 0.222} = 5.5 \text{ ms}$$

Example 11-20 : A cutting, 10 m deep, is made in a clay at a slope angle of 30° . The bulk density of clay is 1.85 t/m^3 and the angle of shearing resistance is 10° . What is the value of cohesion necessary to give a factor of 1.5 with respect to cohesion ?

Solution :

For $\theta = 30^\circ$, $\phi = 10^\circ$, $N_s = 0.075$

$$N_s = \frac{c_u}{F_c \gamma^h}$$

$$\begin{aligned} \therefore C &= N_s F_c \gamma_h \\ &= 0.075 \times 1.5 \times 1.85 \times 10 = 2.08 \text{ t/m}^2. \end{aligned}$$

Example 11-21 : The true factor of safety of a cutting, 7 m deep, made in a cohesive soil at a slope angle of 40° is 2. The soil has $\phi_u = 11.5^\circ$ and $\gamma = 1.88 \text{ t/m}^3$. Determine the unit cohesion of the soil.

Solution :

$$\phi_m = \phi_u / F = 11.5/2 = 5.75^\circ$$

$$\text{For } \theta = 40^\circ \quad \phi = 5.75^\circ, \quad N_s = 0.125.$$

$$N_s = \frac{c}{F \gamma h}$$

$$C = N_s F \gamma h = 0.125 \times 2 \times 1.88 \times 7 = 3.3 \text{ t/m}^2.$$

Example 11-22 : A fully submerged slope, 18.3 m high, has a factor of safety of 1.5 with respect to cohesion.

The soil has $c' = 2.5 \text{ t/m}^2$, $\phi' = 15^\circ$ and $\gamma = 1.1 \text{ t/m}^3$. What is the angle of slope ?

Solution :

$$N_s = \frac{c}{\gamma F_c h} = \frac{2.5}{1.1 \times 1.5 \times 18.3} = 0.0825$$

From Taylor's stability number

$$\phi' = 15^\circ \quad N_s = 0.0825$$

$$\therefore \theta = 45^\circ$$

Example 11-23 : An embankment, 15 m high, is to be subjected periodically to full submergence and drawdown conditions. The slope angle is 45° . The specific gravity of soil particles is 2.7 and the voids ratio of soil is 0.9. The angle of shearing resistance is 20° . What is the value of cohesion necessary to give a factor of safety of 1.5 in the submerged condition ? What is the new value of cohesion, if a factor of safety of 1.3 is specified for the drawdown condition ?

Solution :

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{(G+c)}{1+e} \gamma_w = \frac{2.7+0.9}{1+0.9}$$

$$= \frac{3.6}{1.9} = 1.9 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1.9 - 1 = 0.9 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 45^\circ, \quad \phi = 20^\circ, \quad N_s = 0.162.$$

$$F_c = \frac{C}{\gamma_{\text{sub}} h N_s}$$

$$\therefore C = \gamma_{\text{sub}} h N_s F_c = 0.9 \times 15 \times 0.062 \times 1.5 = 1.25 \text{ t/m}^2$$

Example 11-24 : Calculate the safe height for an embankment rising 70° to the horizontal and to be made with a clayey soil having unit weight of 2.1 gm/c. c. $\phi = 15^\circ$ and a cohesion of 0.2 kg/cm^2 . Factor of safety may be taken as 2.5. Value of Stability Number N_s , corresponding to slope angle $\alpha = 70^\circ$ and $\phi = 15^\circ$ is 0.14 (From Taylor's curve).

Solution :

$$\text{From equation (10.9), } N_s = \frac{c}{F \times \gamma \times H}$$

$$\text{Here } c = 0.2 \text{ kg/cm}^2 = 0.2 \times 1000 = 200 \text{ gm/cm}^2$$

$$F = 2.5$$

$$\gamma = 2.1 \text{ gm/c. c.}$$

$$0.14 = \frac{200}{2.5 \times 2.1 \times H}$$

$$\text{or } H = \frac{200}{2.5 \times 2.1 \times 0.14} \text{ cm} \cong \frac{2}{2.5 \times 2.1 \times 0.14} \text{ metres.}$$

$$= 2.721 \text{ metres.}$$

Example 11-25 : A 10 metre high cutting has a slope 40° to horizontal. The soil was tested and its cohesion void ratio and angle ϕ were found to be 2.5 t/m^2 , 0.81 and 14° respectively. Determine the factor of safety with respect to cohesion against failure of the slope.

(i) When water level rises upto the full height.

(ii) When water level goes down suddenly.

Given : $G = 2.7$ and for 40° slope values of stability Number for different values of ϕ :

ϕ	N
--------	-----

6°	0.122
-----------	-------

7°	0.116
-----------	-------

14°	0.074.
------------	--------

Solution :

(i) When water level rises upto the full height;

$$\text{Factor of safety } F = \frac{c}{\gamma' \times H \times N}$$

Where $\gamma' =$ submerged unit wt. of the soil.

$$= \gamma - \gamma_w$$

$\gamma =$ saturated unit wt. of the soil.

$$\text{We Know that } e = \frac{w \cdot G}{S}$$

For saturated soil $S = 1$

$$\therefore e = w \cdot G$$

$$\therefore w = \frac{e}{G} = \frac{2.81}{2.7} = 0.3$$

Now saturated unit wt.

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{G(1+w)}{1+e} \\ &= \frac{2.7(1+0.3)}{1+0.81} \\ &= \frac{2.7 \times 1.3}{1.81} = 1.94 \text{ gm/c. c.} \end{aligned}$$

Submerged unit wt. $= 1.94 - 1 = 0.94 \text{ gm/c. c.}$

$$\begin{aligned} \therefore c &= 2.5 \text{ t/m}^2 \\ &= \frac{2.5 \times 1000 \times 1000}{100 \times 100} = 250 \text{ gm/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore F &= \frac{c}{\gamma' \times H \times N} \\ &= \frac{250}{0.94 \times 10 \times 100 \times 0.074} \\ &= \frac{1}{3.76 \times 0.074} \\ &= 3.59 \end{aligned}$$

(ii) When the water level goes down suddenly :

In this case the friction angle will be reduced by $\frac{\gamma'}{\gamma}$

$$\therefore \phi' = \frac{0.94}{1.94} \times 14 = 6.78^\circ$$

Now value of stability number corresponding to slope 40° and angle of friction $\phi' = 6.78^\circ$, will be found out.

For $\phi = 6^\circ$, $N = 0.112$ and for $\phi = 7^\circ$, $N_s = 0.116$.

∴ For $\phi = 6.78^\circ$, $N_s = 0.1173$

∴ Factor for safety F

$$= \frac{c}{\gamma \times H \times N}$$

$$= \frac{250}{1.94 \times 10 \times 100 \times 0.1173}$$

$$= \frac{1}{7.76 \times 0.1173} = 1.098$$

Hence the slope is just stable in 2nd case.

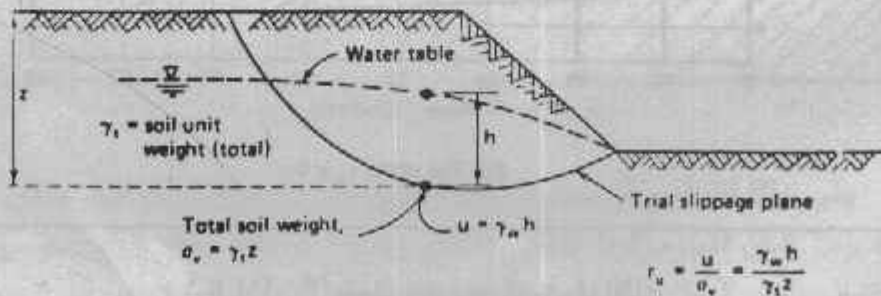
Factors of safety for the two cases are 3.59 and 1.998.

: Cousins Charts منحنيات كوزينس

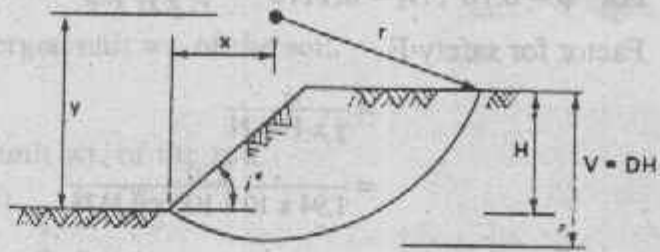
دراسات الميول يجب أن تتم باستخدام الاجهادات المؤثرة وضغط المياه الحرة المؤثرة على الميول وعوامل من c' , ϕ' تعين لهذه الدراسات من اختبارات القص المتصرف ولقد طور كوزينس عام ١٩٧٨، هذه الدراسات وقدم منحنيات تستخدم الاجهادات المؤثرة وضغط المياه الحرة. ولإدخال تأثير ضغط المياه الحرة استخدم نسبة الضغط الحر للمياه r_u والتي تعرف بأنها النسبة بين ضغط المياه الحرة والضغط الناشئ عن وزن التربة، شكل (١١-٢٩).

$$r_u = \frac{u}{\sigma_v} = \frac{\gamma_w h}{\gamma_{soil} z}$$

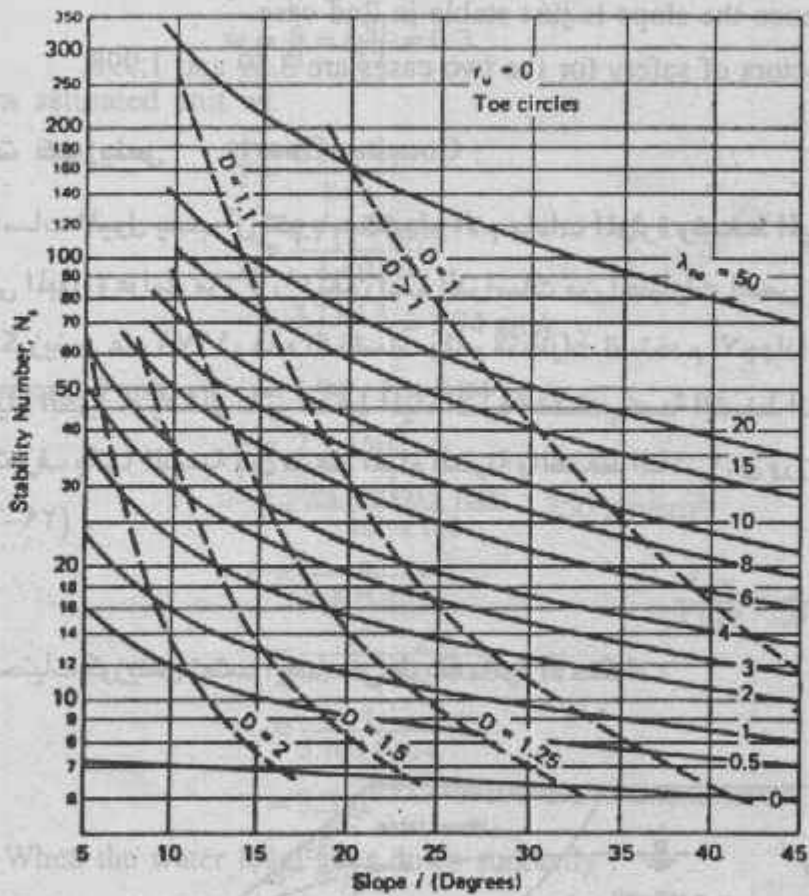
ومنحنيات كوزينس تعتمد أيضا على طريقة دائرة الاحتكاك :



شكل (١١-٢٩) نسبة ضغط المياه الحرة



(a) Notation of terms



(b) Toe circle, $r_u = 0$

شكل (٢٠-١١) منحنيات كوزيس لتعيين رقم الثبات

18°. Determine the factor of safety along the slip plane (a) in terms of the peak strength parameters, (b) in terms of the residual strength parameters.

With the water table at the surface ($m = 1$), at any point on the slip plane,

$$\sigma = \gamma_{\text{sat}} z \cos^2 \beta$$

$$= 20 \times 5 \times \cos^2 12^\circ = 95.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau = \gamma_{\text{sat}} z \sin \beta \cos \beta$$

$$= 20 \times 5 \times \sin 12^\circ \times \cos 12^\circ = 20.3 \text{ kN/m}^2$$

$$u = \gamma_w z \cos^2 \beta$$

$$= 9.8 \times 5 \times \cos^2 12^\circ = 46.8 \text{ kN/m}^2$$

Using the peak strength parameters,

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

$$= 10 + (95.5 - 46.8) \times \tan 26^\circ = 33.8 \text{ kN/m}^2$$

Then the factor of safety is given by

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{33.8}{20.3} = 1.66$$

Using the residual strength parameters, the factor of safety can be obtained from

$$F = \frac{\gamma' \tan \phi'_r}{\gamma_{\text{sat}} \tan \beta}$$

$$= \frac{10.2}{20} \frac{\tan 18^\circ}{\tan 12^\circ}$$

$$= 0.78$$

(١) الميول على طبقة ضعيفة :

الميول على طبقة ضعيفة تنهار بالانزلاق أو الإزاحة تحت تأثير محصلة الضغط الجانبي للتربة على جانبي الميل ويقاوم هذا الانهيار قوى القص المتولدة على السطح الملاصق بين كتلة الميل والطبقة الضعيفة . وبحساب القوى المقاومة للحركة والقوى المسببة للحركة يمكن حساب معامل الأمان .

$$F = \frac{\sum \text{Resisting Forces}}{\sum \text{Forces causing motion}}$$

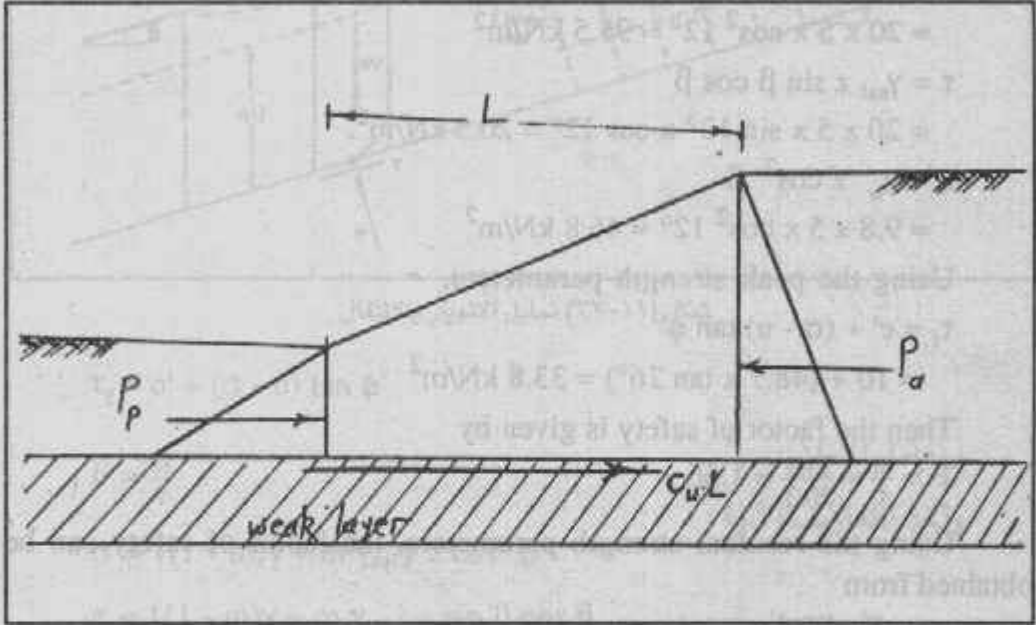
ويجب مراعاة أن معامل الأمان بأى حال لا يقل عن ١ وفي الأعمال المدنية يؤخذ معامل الأمان مساوياً ١.٥ . وبالتعويض عن القوى في شكل (١١-٢٣) نجد :

$$F = \frac{C_u \cdot L}{P_a \cdot P_p}$$

حيث C_u هي قيمة التماسك الغير منصرف للطبقة الضعيفة .

P_a محصلة الضغط الجانبي الفعال للتربة .

P_p محصلة الضغط الجانبي المقاوم للتربة .



شكل (١١-٢٢) الانزلاق على طبقة ضعيفة

(ب) الميول على طبقة قوية :

قد تكون تربة الميل مستندة على طبقة أقوى منها فتنزلق تربة الميل بالجذب . شكل

(١١-٢٤) ، ويتم دراسة هذه الحالة بتحديد كتلة التربة W وتحليلها إلى مركبتين T ، N

وتنشأ عن N قوة احتكاك مقدارها $N \tan \phi$ تؤثر إلى أعلى بالإضافة إلى قوى التماسك

التي تنشأ على السطح الفاصل بينهما والناجمة من التربة الأضعف وتحسب القوى

المقاومة والقوى المسببة للحركة كما يلي :

$$\text{Resisting Forces} = C \cdot AB + N \tan \phi$$

$$\text{Forces causing motion} = T$$

ويحسب معامل الأمان بالعلاقة :

$$F = \frac{\text{Resisting Forces}}{\text{Forces causing motion}}$$

$$F = \frac{C \cdot \overline{AB} + N \tan \phi}{T}$$

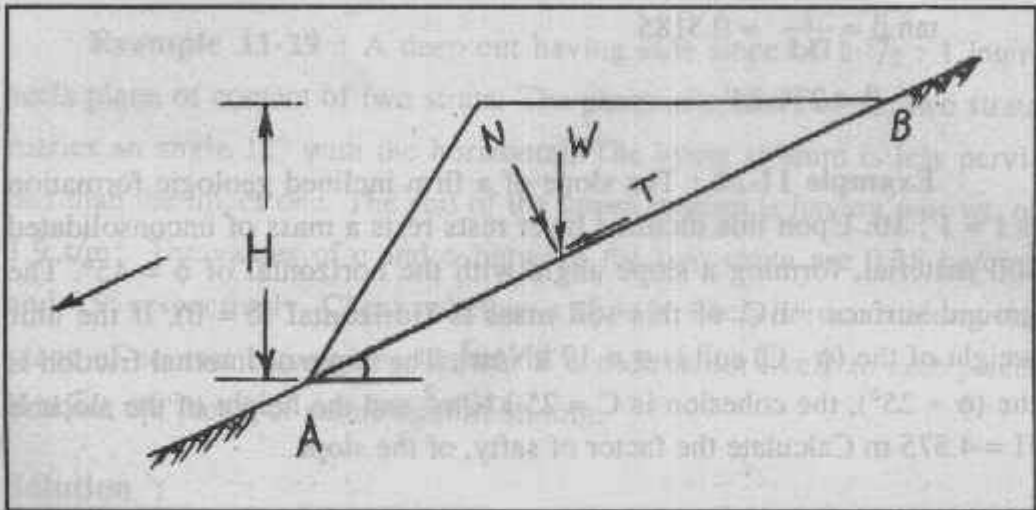
وحيث أن :

$$N = W \cos \beta$$

$$T = W \sin \beta$$

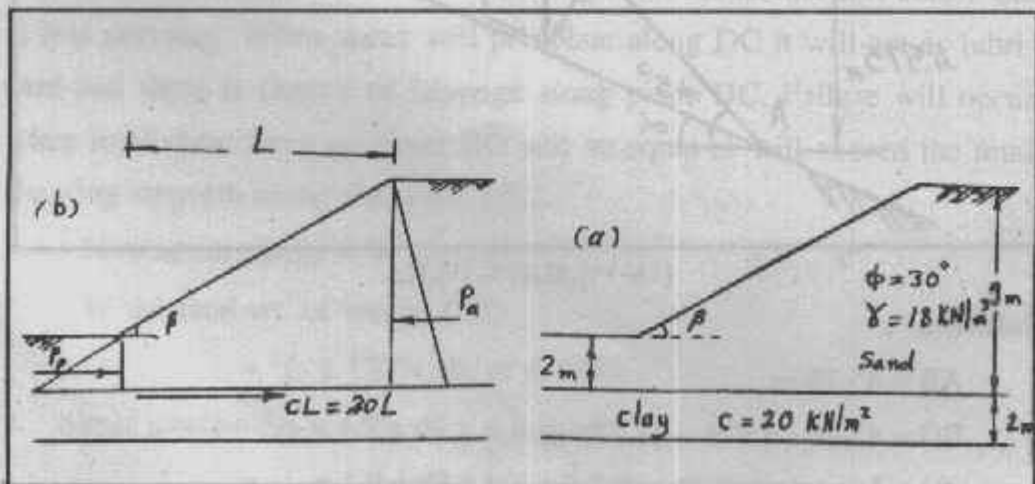
$$F = \frac{C \cdot \overline{AB} + W \cos \beta \tan \phi}{W \sin \beta}$$

ويكون معامل الأمان على الصورة الآتية :



شكل (١١-٢٣) الميول على طبقة قوية

Example 11-27 : For the shown slope, find out the angle β so that the factor of safety against sliding on clay is 2. Fig 11-35 a.



شكل (١١-٢٥) مثال (١١-٢٧)

Solution $L = \frac{7}{\tan \beta}$, $K_a = 0.33$, $K_p = 3$

$$P_u = \frac{0.33 \times 9^2 \times 18}{2} = 243 \text{ kN}$$

$$P_p = \frac{3 \times 2^2 \times 18}{2} = 108 \text{ kN}$$

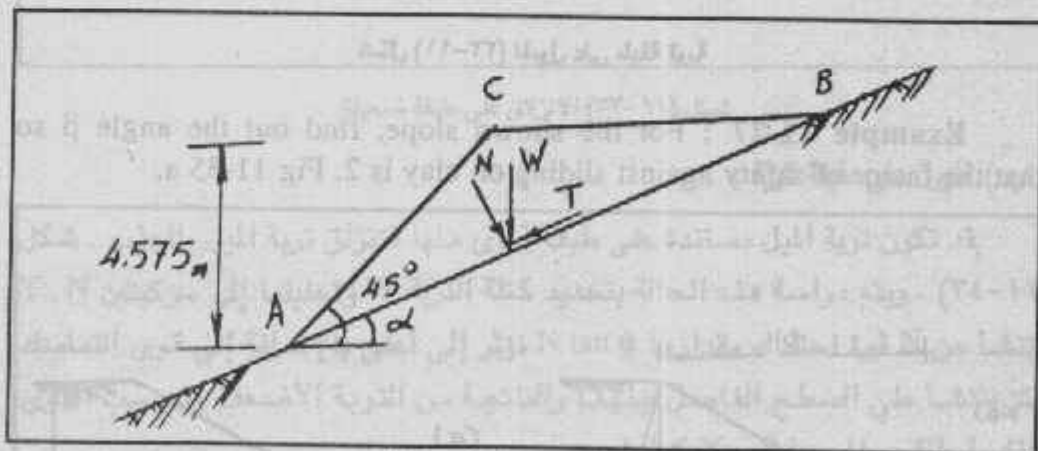
$$F = \frac{C L}{P_u - P_p} = \frac{20 L}{243 - 108} = 2$$

$$L = 13.5 \text{ m}$$

$$\tan \beta = \frac{7}{13.5} = 0.5185$$

$$\therefore \beta = 27^\circ 24'$$

Example 11-28 : The slope of a firm inclined geologic formation is $i = 1 : 10$. Upon this inclined layer rests a mass of unconsolidated soil material, forming a slope angle with the horizontal of $\phi = 45^\circ$. The ground surface : BC, of this soil mass is Horizontal ($\delta = 0$). If the unit weight of the ($\phi - C$) soil is $\sigma = 17 \text{ kN/m}^3$. The angle of internal friction is the ($\phi = 25^\circ$), the cohesion is $C = 25 \text{ kN/m}^2$ and the height of the slope is $H = 4.575 \text{ m}$ Calculate the factor of safety, of the slope.



شکل (۱۱-۳۶) مثال (۱۱-۲۸)

Solution :

$$AB = 45.75 \text{ m}$$

$$BC = 45.75 - 4.575 = 41.175 \text{ m}$$

$$W = \frac{1}{2} \times 4.575 \times 41.175 \times 17$$

$$= 1601.19 \text{ kN}$$

$$N = W \cos \alpha = 1601.19 \times 1 = 1601.19 \text{ kN}$$

$$T = W \sin \alpha = 1601.19 \times 0.1 = 160.119 \text{ kN}$$

$$F = \frac{C \cdot \overline{AB} + N \tan \phi}{T}$$

$$= \frac{25 \times 45.75 + (1601.19 \times 0.4663)}{160.119} = 11.8$$

Example 11-29 : A deep cut having side slope of $1\frac{1}{2} : 1$ intersects plane of contact of two strata. The plane of contact of the two strata makes an angle 12° with the horizontal. The lower stratum is less pervious than the upper one. The soil of the upper stratum is having unit wt. of 1.9 t/m^2 . The values of c and ϕ between the two strata are 0.35 kg/cm^2 and 15° respectively. Check whether a slide is likely to occur along the plane of contact between two strata. If a slide is not likely to take place, find out the factor of safety against sliding.

Solution :

The soil profile has been shown in Fig. 11-37 ABCDE is one soil stratum and CDF another one. CD is plane of contact of the two strata.

Water seeping down will flow along DC because the soil below CD is less pervious. When water will percolate along DC it will act as lubricant and there is chance of slippage along plane DC. Failure will occur when total shear force on plane DC will be equal or will exceed the total shearing strength along the plane DC.

$$\text{Now shear stress} = W \sin 12^\circ$$

$$W \text{ the total wt. of wedge CFD}$$

$$= \frac{1}{2} \gamma \cdot CD \times \text{Ht. of } \Delta \text{ CFD.}$$

$$\therefore \text{Shear stress} = \frac{1}{2} \times 1.9 \times 49 \times 6.8 \sin 12^\circ$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.9 \times 49 \times 6.8 \times 0.208 = 65.8 \text{ tonne s.}$$

Total shear strength along CD is sum of cohesive component and friction component.

$$\text{Cohesive component} = C \times CD = 2.5 \times 49 = 122.5 \text{ tonnes.}$$

$$\text{Friction component} = \text{Normal component of reaction} \times \text{Coeff. of friction}$$

$$= (W \cos 12^\circ) \times \tan \phi$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.9 \times 49 \times 6.8 \cos 12^\circ \times \tan 15^\circ$$

$$= 1.9 \times 49 \times 6.8 \times 0.978 \times 0.268.$$

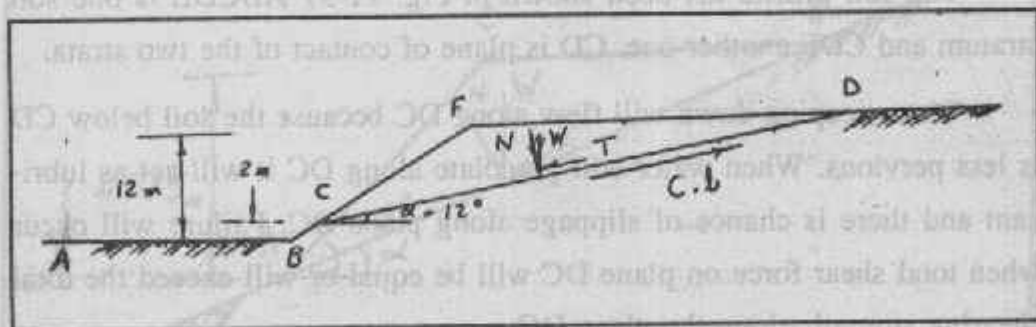
$$= 82.7 \text{ tonnes.}$$

$$\therefore \text{Shear strength} = 122.5 + 82.7 = 205.2 \text{ tonnes.}$$

Since shear stress is less than shear strength hence there is no chance of sliding along DC.

$$\text{Factor of safety} = \frac{c \times l + W \cos \alpha \tan \phi}{W \sin \alpha}$$

$$= \frac{205.2}{65.8} = 3.12.$$



شكل (١١-٣٧) مثال رقم (١١-٢٩)

تأثير شرف الشد : Effect of tension crack

في التربة المتماسكة ونتيجة للتماسك ينشأ شرخ الشد . وتكون بداية سطح الإنهيار من نهاية شرخ الشد إضافة لقوة أخرى تساعد على الإنهيار وهي الضغط

الجانبى على طول الشرخ . ونتيجة للشرخ يقل طول سطح الإنهيار وبالتالي تقل قوى التماسك عليه مما يقلل العزوم المقاومة شكل (١١-٢٨) .

طول شرخ الشد :

$$Z = \frac{2c}{\sigma} \quad \text{For } \phi = 0$$

$$Z = \frac{2c}{\sigma} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{For } c - \phi \text{ soil}$$

$$P_H = \frac{1}{2} \sigma Z^2$$

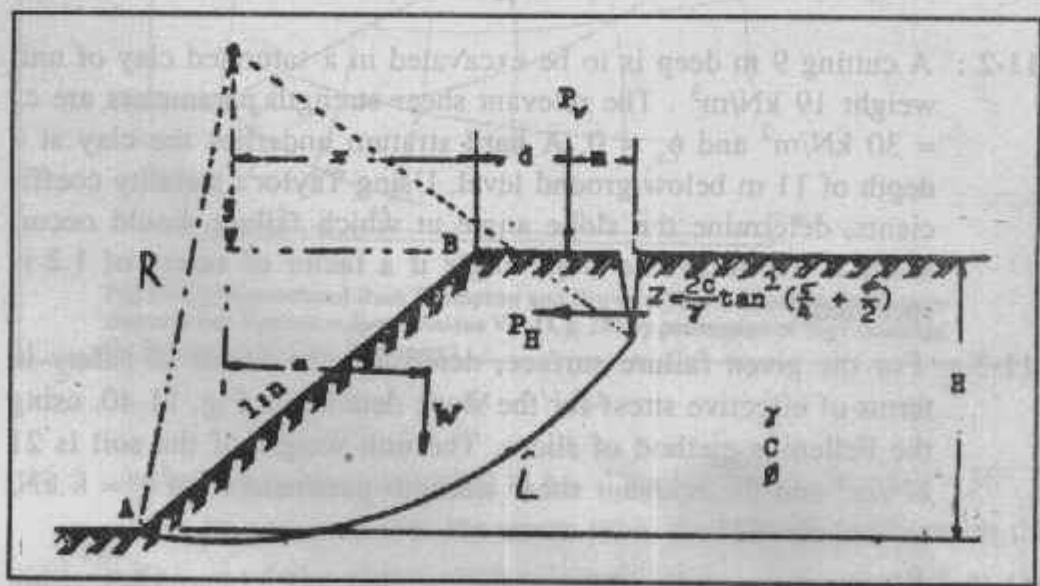
ولحساب معامل الأمان تحسب العزوم المقاومة والعزوم المسببة للإنهيار :

$$\text{Resisting moments} = M_R = C. L. R.$$

$$\text{Driving Moment} = M_D = W. a + P_v (d + x) + P_H$$

ويحسب معامل الأمان من :

$$F = \frac{M_R}{M_D}$$



شكل (١١-٢٨) تأثير شد الشرخ

الباب الثاني عشر

التربة الصعبة

DIFFICULT SOILS

التربة الصعبة أو التربة ذات المشاكل هي التربة التي تسبب مشاكل إضافية من وجهة النظر الهندسية نتيجة لظروف تكوينها أو للتغير في الظروف البيئية المحيطة . والتأسيس على هذه التربة يكون صعباً بسبب حدوث الحركة النسبية في المنشأ نتيجة الانتفاخ أو الهبوط مثلاً . ومهندس الأساسات يجب أن يتعرف على مثل هذه التربة حينما تقابله في الموقع .

وفي هذا الباب سوف نعرض لبعض أنواع التربة الصعبة ذات المشاكل وخواصها وسلوكها وأهمها :

- التربة القابلة للانقياس .
- التربة القابلة للانتفاخ .
- التربة الطينية اللينة .
- تربة الردم .

هناك أنواع أخرى من التربة الصعبة ذات المشاكل والتي تحتاج إلى دراسات عالية المستوى ليس هذا الكتاب مجالها ومن هذه التربة :

- التربة الكيمائية القابلة للانتفاخ *Chemically Swelling Soils* وأصل هذه التربة صخر يتكون من حبيبات الجبس اللامائية والذي عند تعرضه للبلل يتحول إلى الجبس المائي ويصاحب هذا التحول زيادة كبيرة في الحجم قد تصل إلى ٦٠٪ .
- الطين النهري المكتسب حالة الانتفاخ *Alluvial Swelling Soils* وهذا الطين يحتوى على نسبة عالية من معادن الطين النشطة والذي يوجد في حالة تشبع وعند انخفاض منسوب المياه الجوفية والتعرض للجفاف يصبح له قابلية الانتفاخ .
- الطين الطفلي المكتسب حالة الليونة *Ftened overconsolidaled clay* وهو

الطين الجاف الذي يزال عنه التربة من أعلاه ثم يتشبع بالمياه وتقل مقاومته للقص بدرجة كبيرة وقد يتحول إلى طين لين .

- تربة عوامل التعرية Weathered Soils وهذه التربة تنتج من تكسير الصخور بعوامل التعرية الميكانيكية والكيميائية وتقلل في مكانها نون التعرض لإعادة الترسيب أو الترتيب وتختلف هذه التربة تماماً عن الصخور الأصلية المحيطة بها من ناحية التركيب المعدني والكيميائي وتعتبر هذه التربة تربة متبقية .

- الجلمود Boulders وهي قطع صخرية كبيرة الحجم (أكثر من ٢.٥ سم) وقد قاومت عوامل التعرية في مراحل تحولها وبقيت مكانها وسط مكونات التربة المتبقية الأخرى وتسبب مشاكل من ناحية الحفر والاستكشاف .

- الرمل القابل للإسالة Liquefied Sand وهو رمل ناعم الحبيبات ذو تركيب سنائل يتواجد تحت مشوب المياه الجوفية . وعند تعرض هذا الرمل للقلقلة أو الاهتزاز تتحول خواصه بسرعة إلى خواص المواد السائلة ويفقد مقاومته للقص .

والتربة الصعبة ذات المشاكل لها ظروف بيئية ترسيبية قد تكون صحراوية أو نهريّة أو دلتاوية أو بحيرية أو شاطئية أو بيئة المياه الضحلة أو بيئة المستنقعات الشاطئية أو بيئة المصببات الخليجية .

التربة القابلة للإنهيار COLLAPSING SOIL :

التربة القابلة للإنهيار تعرف بأنها التربة التي يمكنها أن تتحمل اجهادات عالية نسبياً مع قيمة هبوط منخفضة عندما تكون نسبة الرطوبة الطبيعية منخفضة جداً وكثافة جافة منخفضة نسبياً . وعندما تتعرض هذه التربة لكمية رطوبة مرتفعة فإنها سرعان ما تعطي قيمة هبوط مرتفعة مصحوبة بانهيار في تكوين التربة الداخلي . وتتكون هذه التربة في معظمها من الرمل والطين مع نسبة صغيرة من الطين مع وجود بعض الأنواع المختلفة من المواد اللاصقة . ويمكن تعريف التربة القابلة للإنهيار بطريقة أخرى على أنها التربة التي ينقص حجمها الكلي عند وصول الماء إليها مما ينتج عنه هبوط في سطح الأرض ويرجع ذلك إلى الزيادة في نسبة الرطوبة في التربة وقد يحدث هذا الهبوط عندما تتعرض التربة للإهتزاز بعد تشبعها بالماء وتتواجد التربة القابلة للإنهيار في المناطق الجافة والمتوسطة الجفاف حيث يسود النقص في نسبة الرطوبة .

مصاعب التربة القابلة للإنهيار :

تتحمل التربة القابلة للإنهيار أحمالاً كبيرة في حالتها الطبيعية مع حدوث هبوط صغير بشرط عدم زيادة نسبة الرطوبة . وعند زيادة نسبة الرطوبة يحدث هبوط كبير بسبب أضراراً جسيمة بالبنشآت المقامة على هذه التربة . ولكي يحدث الإنهيار في التربة لابد من تحقق شرطين أساسيين هما :

- أن يكون تركيب البتربة يهتوى على نسبة فراغات كبيرة نسبياً .

- أن تكون نسبة الرطوبة طفيلة وأقل بكثير من درجة التشبع .

إضافة إلى ذلك يجب تواجد مصدر مؤقت لتماسك التربة يساعد على مقاومتها لقوى القص وهذا المصدر ينتج عن التلاصق بين الحبيبات بمواد لاحمة أو عن طريق قوى الشد الشعرى في المياه داخل الفراغات التي تزيد من الضغط المؤثر وعن التماسك بين الحبيبات .

كما يتأثر كل مقدار ومعدل الإنهيار بمحتوى الطين في التربة والتركيب المعدنى للمواد المكونة للتربة وشكل حبيبات التربة والتوزيع الحجمى لهذه الحبيبات ونسبة الرطوبة الطبيعية ونسبة الفراغات وحجم وشكل هذه الفراغات في التربة وتركيز الأيونات . والمواد اللاحمة التي قد تشمل الجبس وكربونات الكالسيوم والأملاح وأكاسيد الحديد والمواد الطينية .

جيولوجية التربة القابلة للإنهيار :

التربة القابلة للإنهيار يرجع أصلها لأحد من البيئات الترسيبية الصحراوية أو النهرية أو الشاطئية . وفي منطقتنا العربية تعتبر البيئة الصحراوية هي بيئة التربة القابلة للإنهيار حيث يلعب التغير في نسبة الرطوبة دوراً أساسياً لخواص الإنهيار وقد تتحول التربة المتبقية إلى تربة قابلة للإنهيار بواسطة عوامل التعرية الكيمائية حيث يتحول معدن الفلسبار إلى واحد أو أكثر من معادن الطين والتي تتجمع مع المواد الناعمة في التكوين الحبيبي للتربة حتى إذا تخلل التربة ماء المطر حمل تلك المواد الناعمة وترك التركيب الحبيبي شبه مفرغ من الداخل حيث يظهر في الحالة الصلبة بأنه مستقر وصلب ولكن عند تشبعه بالمياه سرعان ما يتحول هذا التركيب إلى تركيب قابل للإنهيار تماماً . وقد يتواجد هذا التركيب نأسفل الجبال في المناطق شبة الجافة ويتكون من الرمل الناعم مع وجود الطمي والطين أو كربونات الكالسيوم كمواد لاحمة .

أنواع التربة القابلة للانهييار :

١ - اللوس Loess :

وهي تربة مترسبة بالهواء وهي عبارة عن تجمع من تراب مهب الريح كما أنها ترسيبات كتلية ضخمة يصل سمكها في بعض الأحيان إلى مئات الأمتار ولا يوجد منها أى نوع من التركيب الطبقي وتتكون معظم حبيباتها من الطمي الناتج من معادن الكوارتز والفلسبار والكالسيت والميكا مع وجود معادن أخرى كمواد لاصقة بين الحبيبات تظهرها على أن تكوينها صلب نسبياً في الحالة الجافة فقط ولكن سرعان ما ينهار هذا التكوين عند تعرضه للبلل وزيادة الحمل ومن أهم هذه المواد اللاصقة كربونات الكالسيوم والطين ويشاع على هذه التربة اسم التربة الطفالية مع أن الاسم الأكثر دقة هو طمي طفلي .

٢ - التربة الرملية المتعاسكة :

وهي تربة ذات حبيبات خشنة قبل الطمي والرمل والزلط الرفيع ونسبة الفراغات بها كبيرة نسبياً . ويرجع تحملها الظاهري إلى وجود مواد لاصقة بين الحبيبات مثل الجبس وكربونات الكالسيوم وأكاسيد الحديد والمواد الطينية . ويشاع على هذه التربة أيضاً اسم التربة الطفالية مع أن الاسم الأكثر دقة هو رمل طفلي .

٣ - الكثبان الرملية Sand Dunes :

وهي ترسيبات هوائية واسعة الانتشار وتوجد بالقرب من شواطئ البحار وبالقرب من الحدود بين الصحراء والأراضي الزراعية ومن الممكن تواجد تراكيب الكثبان الرملية على شكل التكوين الطبقي وحبيباته في معظم الأحيان مستديرة الشكل نتيجة العوامل الميكانيكية للتعرية .

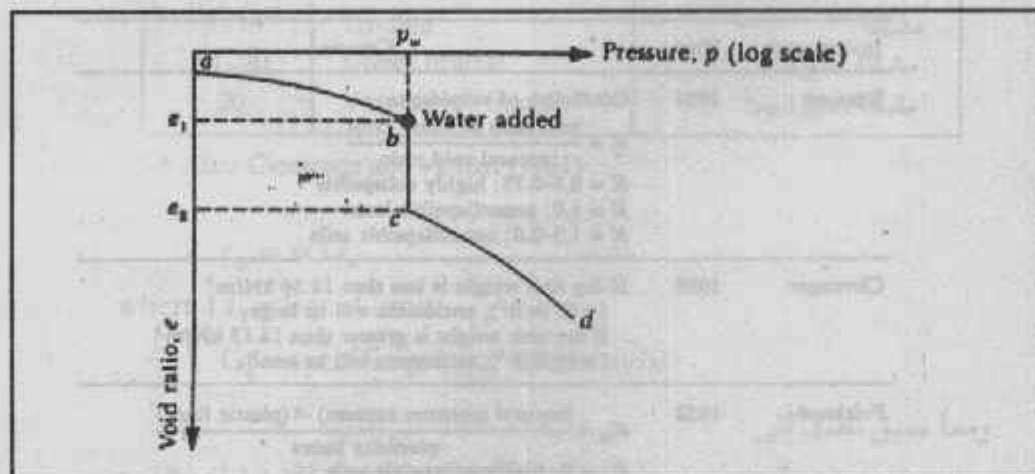
٤ - التربة الرملية السائبة Loose Granular Soils :

وهي تربة خشنة الحبيبات ذات تركيب سائب وتوجد في معظم الأحيان فوق منسوب المياه الجوفية وعند تعرض هذا التركيب للهرات ينتج عنها هبوط بقيمة مرتفعة .

سلوك التربة القابلة للانهييار تحت تأثير الأحمال :

لدراسة سلوك التربة القابلة للانهييار عند تعرضها للحمل توقع العلاقة بين نسبة الفراغات e ولو غاريتم الاجهاد عليها $\log p$ كما في شكل (١٢-١) والمنحنى ab يعين من

اختبار التصلب على عينة ذات محتوى رطوبة طبيعي . وعند مستوى أجهاد P_w تكون نسبة الفراغات الموزنة هي e_1 وعند دخول المياه إلى العينة للتشبع فإن تركيب التربة ينهار . وبعد التشبع فإن نسبة الفراغات الموزنة عند الأجهاد P_w يكون e_2 والمنحنى cd ينتج من الحمل الإضافي بعد التشبع .



شكل (١-١٢) طبيعة التغير بين نسبة الفراغات والأجهاد التربة القابلة للانهايار

المعاملات الفيزيائية المصروفة للتربة القابلة للانهايار :

يقدم جدول (١-١٢) بعض المعاملات الفيزيائية التي تستخدم في التعرف على التربة القابلة للانهايار والتي وضعها بعض العلماء .

طاقة الانهيار Collapse potential :

تعين طاقة الانهيار بأخذ عينة غير مقلقلة عند نسبة الرطوبة الطبيعية ووضعها في حلقة التصلب ثم تؤثر بالحمل تدريجياً إلى قيمة أجهاد مقدارها ٢٠٠ كيلو نيوتن/م^٢ وعند هذا الحمل تزود العينة بالماء للتشبع وتترك لمدة ٢٤ ساعة وتعين e_1 نسبة الفراغات قبل إضافة المياه ، e_2 بعد إضافة المياه . وتحسب طاقة الانهيار C_p من العلاقة :

$$C_p = \Delta e = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0}$$

Where e_0 = natural void ratio of the soil

Δe = vertical strain

ويبين جدول (٢-١٢) العلاقة بين طاقة الانهيار ومشاكل التأسيس كما أن للتربة القابلة للانهايار :

$$W_{(\text{saturated})} \geq LL$$

والترربة المشبعة:

جدول (1-17) المعاملات الفيزيائية للتعرف على التربة القابلة للانحيار

Reported Criteria for Identification of Collapsing Soil*

Investigator	Year	Criteria
Denisov	1951	Coefficient of subsidence: $K = \frac{\text{void ratio at liquid limit}}{\text{natural void ratio}}$ $K = 0.5-0.75$: highly collapsible $K = 1.0$: noncollapsible loam $K = 1.5-2.0$: noncollapsible soils
Clevenger	1958	If dry unit weight is less than 12.56 kN/m^3 ($\approx 80 \text{ lb/ft}^3$), settlement will be large; if dry unit weight is greater than 14.13 kN/m^3 ($\approx 90 \text{ lb/ft}^3$), settlement will be small.
Prikionski	1952	$K_p = \frac{(\text{natural moisture content}) - (\text{plastic limit})}{\text{plasticity index}}$ $K_p < 0$: highly collapsible soils $K_p > 0.5$: noncollapsible soils $K_p > 1.0$: swelling soils
Gibbs	1961	Collapse ratio, $R = \frac{\text{saturation moisture content}}{\text{liquid limit}}$ This was put into graph form.
Soviet Building Code	1962	$L = \frac{e_n - e_L}{1 + e_n}$ where e_n = natural void ratio and e_L = void ratio at liquid limit. For natural degree of saturation less than 60%, if $L > -0.1$, it is a collapsing soil.
Feda	1964	$K_L = \frac{w}{S} - \frac{PL}{PI}$ where w = natural water content, S = natural degree of saturation, PL = plastic limit, and PI = plasticity index. For $S < 100\%$, if $K_L > 0.85$, it is a subsident soil.
Benites	1968	A dispersion test in which 2 grams of soil are dropped into 12 ml of distilled water and specimen is timed until dispersed; dispersion times of 20 to 30 sec were obtained for collapsing Arizona soils.
Handy	1973	Iowa loess with clay (<0.002 mm) contents: $< 16\%$: high probability of collapse $16-24\%$: probability of collapse $24-32\%$: less than 50% probability of collapse $> 32\%$: usually safe from collapse

* Modified after Lunneger and Sabar (1988)

جدول (١٢-٢) العلاقة بين طاقة الانهيار ومشاكل الأساس

Cp (%)	Severity of problem	خطورة المشكلة
0-1	No problem	لا توجد مشكلة
1-5	Moderate trouble	مشكلة معتدلة
5-10	Trouble	مشكلة
10-20	Severe trouble	مشكلة خطيرة
20	Very severe trouble	مشكلة خطيرة جداً

* After Clemence and Finhart (1981).

$$e_o = w G_s$$

where LL = liquid limit

G_s = specific gravity of soil solids

ومما سبق نصل إلى :

$$e_o \geq (LL) (G_s)$$

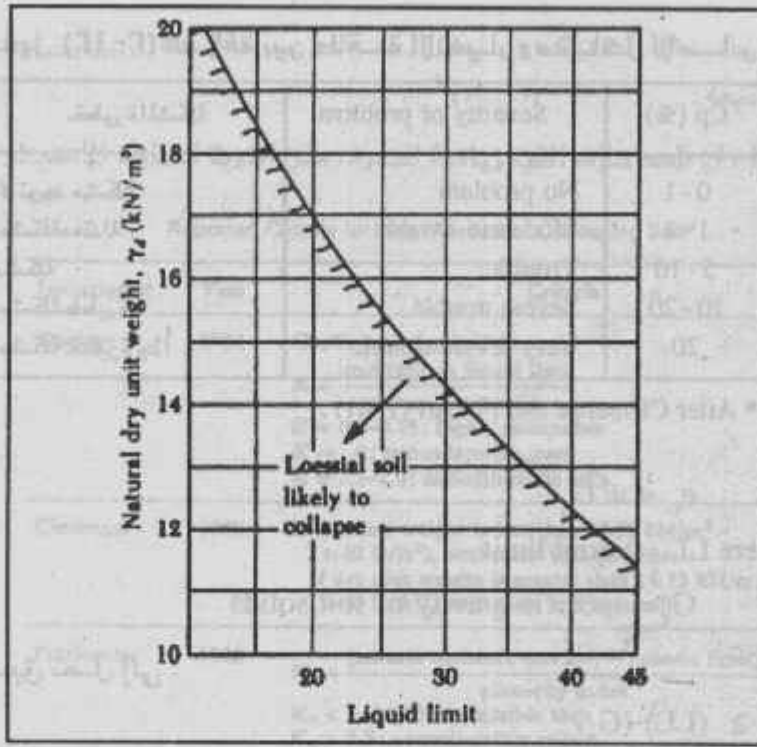
ووحدة الوزن الجاف الطبيعي للتربة المنهارة هي :

$$\gamma_d \leq \frac{G_s \gamma_w}{1 + e_o} = \frac{G_s \gamma_w}{1 + (LL) (G_s)}$$

وبفرض أن $G_s = 2.65$ فإن وحدة الأوزان المقابلة لحد السيولة تكون :

Liquid limit (%)	Limiting values of γ_d	
	(kN/m ³)	(lb/ft ³)
10	20.56	130.8
15	18.60	118.3
20	16.99	108.1
25	15.64	99.5
30	14.48	92.1
35	13.49	85.8
40	12.62	80.3
45	11.86	75.4

وهذه العلاقة ممثلة في الشكل (١٢-٢).



شكل (١٢-٢) علاقة وحدة الأوزان ووحدة السيولة

وحيث أن التربة القابلة للانهييار تتميز بتركيبها المتفكك وانخفاض نسبة الرطوبة بها فإن الكثافة الجافة التي يمكن استخدامها كمقياس لتفكك الحبيبات تتوقف على نوع التربة . وتتراوح قيم الكثافة الجافة لأنواع التربة القابلة للانهييار بين ١١ إلى ١٧ كيلو نيوتن/المتر المربع ، وترتبط القيم العالية للكثافة الجافة بوجود حبيبات كبيرة من التربة وتختلف أيضا نسبة الرطوبة الحرجة التي يحدث عندها انهيار التربة تبعاً لنوع التربة .

اختبارات التربة القابلة للانهييار :

(١) الاختبارات الحقلية :

التجارب الحقلية للتربة القابلة للانهييار تجرى مرتين ، الأولى للتربة في حالتها الطبيعية والثانية للتربة عند التشبع بالماء لمقارنة انضغاط التربة تحت الأحمال في الحالة الطبيعية بانضغاطها وهي مشبعة بالماء وحساب معامل الانضغاط في الحالتين للمقارنة بينهما . ولا تصلح الطرق المعتادة في الاختبارات الحقلية للتربة القابلة للانهييار :

- تجارب الاختراق : تتأثر نتائجها بدرجة الترابط بين حبيبات التربة القابلة للانهييار حيث يؤدي هذا الترابط إلى زيادة عدد الدقات مما يعطى كثافة ذات قيمة أعلى من

القيمة الفعلية . وقد تكون درجة الترابط شديدة إلى حد يصعب معه إجراء الاختبار . لذلك فعند إجراء هذا الاختبار نيتبع أسلوب خاص للحصول على عدد دقائق الاختراق القياسى قبل وبعد الغمر بالماء ويمكن هنا اعتبار النقص فى عدد الدقائق نتيجة الغمر مقياساً للقابلية للانهييار .

- الكثافة الحقلية : تكون للتربة القابلة للانهييار عالية نسبياً فى حين أن محتوى الرطوبة الطبيعية منخفض جداً . ويمكن تعيين الكثافة الحقلية من العينات المقلقة مباشرة أو قارورة الرمل أو البالون المطاط أو الطرق النووية .

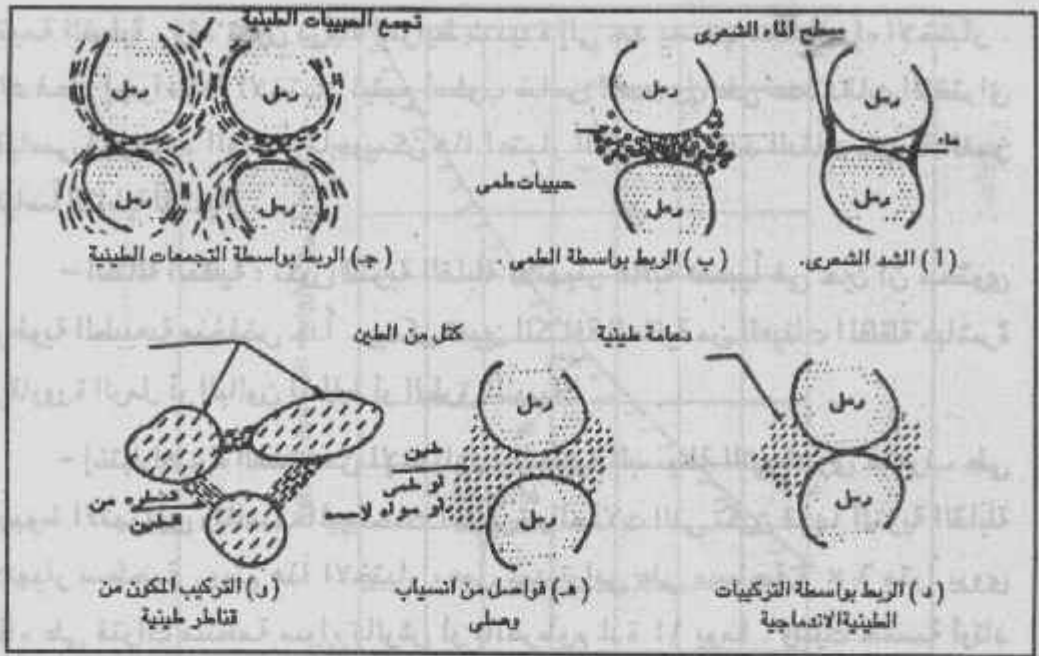
- إختبارات برك الغمر : من الإختبارات الحقلية البسيطة التى تجرى للتعرف على الهبوط الانهييارى وتناسب المساحات الكبيرة والحالات التى تكون فيها التربة القابلة للإنهييار سطحية . ويتم هذا الاختبار بعمل سد ترابى على مساحة 6×6 متراً يروى بالماء على فترات منتظمة سواء بالرش أو بالخرطوم لمدة ١٤ يوماً . وتثبت خمسة أوتاد مساحية فى الأركان والمنتصف . ويتم رصد منسوب هذه الأوتاد يومياً بالنسبة لنقطة ثابتة . ويكون سطح الأرض متزناً إذا كان هبوط هذه الأوتاد صغيراً ويكون سطح الأرض غير متزن إذا كان الهبوط كبيراً .

- اختبارات التعميل : ولها خطواتها الخاصة بالتربة الانهييارية ومجال الحديث عن اختبارات التعميل فى كتاب الأساسات .

(ب) الإختبارات العملية الغير مباشرة للتعرف على التربة القابلة للانهييار :

يتم التعرف المبدئى على التربة القابلة للانهييار بالفحص البصرى حيث تكون هذه التربة متماسكة قليلاً بحيث يمكن قطعها باليد . وعند غمرها بالماء تفقد هذا التماسك فى الحال . كما أن التربة الإنهييارية تحتوى دائماً على نسبة صغيرة م المواد الناعمة مثل الطمي والطين أو المواد اللاحمة الأخرى . ويبين الشكل (١٢-٣) التركيب الهيكلى الكثير الفراغات لترسيبات التربة القابلة للإنهييار .

- الإختبارات البسيطة : ويتم بأخذ عينة صغيرة فى حجم اليد من التربة المختبرة وتقسّم إلى قطعتين متماثلتين فى الحجم . وتبلل إحداهما بالماء وتعجن باليد لتكون كرة رطبة ويمكن مقارنة الحجمين مرة أخرى فإذا كانت الكرة المبللة أصغر حجماً فإن ذلك يشير إلى احتمال وجود خاصية الإنهييار .



شكل (١٢-٣) التركيب الهيكلية لتكوينات التربة الانهيارية

- إختبارات الخواص الطبيعية : من الأهمية تعيين نسبة الرطوبة الطبيعية للتربة القابلة للإنهيار والتي تتميز بأن نسبة رطوبتها الطبيعية منخفضة لتواجدها في المناطق الجافة . كذلك تعين الكثافة الطبيعية والجافة حيث تزداد القابلية للإنهيار كلما قلت الكثافة . ونظراً لاحتواء هذه التربة على كمية كبيرة من الفراغات تكون كثافتها الجافة منخفضة . أما حدود أتبرج فيمكن الاستفادة بها في توقيع وجود خاصية الانهيارية في التربة فإذا كانت نسبة الفراغات في التربة كافية للاحتفاظ بنسبة رطوبة عند تشبعها بالماء مساوية لحد السيولة فإن هذه التربة تكون معرضة للإنهيار عند تعرضها لزيادة نسبة الرطوبة . أما التدرج الحبيبي فيساعد في التعرف على التربة القابلة للإنهيار والتي تتكون في الغالب من رمل ناعم وطيني مختلطاً بكميات قليلة من الطين ويوصى باستخدام طريقة الغسيل في التحليل المنخلي مع استخدام الهيدروميتر نظراً لأن الحبيبات الكبيرة تكون مغلفة بمواد ناعمة . والكثافة النسبية للتربة الانهيارية عند تعيينها تعطى قيمة ضئيلة . أما درجة التشبع فمن المهم تعيينها للتربة القابلة للإنهيار حيث يوجد لهذه التربة درجة تشبع حرجة والتي إذا زادت درجة التشبع الطبيعية عنها يقل احتمال الانهيار بينما يتزايد هذا الاحتمال إذا قلت درجة التشبع الطبيعية عنها ، وتعتمد قيمة درجة التشبع على التدرج الحبيبي حيث :

درجة التشبع الحرجة للزلط الرفيع ٦ - ١٠٪ .

درجة التشبع الحرجة للرمل الطمي الناعم ٥٠ - ٦٠٪ .

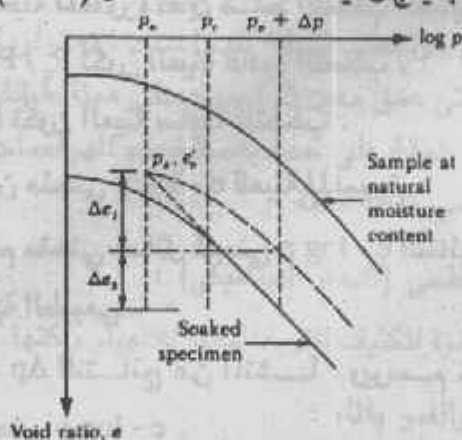
درجة التشبع الحرجة للطينى ٩٠ - ٩٥٪ .

(ج) الإختبارات العملية المباشرة للتعرف على التربة القابلة للانهييار :

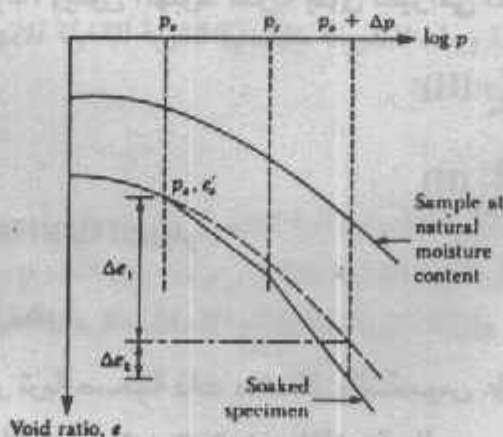
الإختبارات العملية المباشرة هي تجارب لقياس خصائص الانهييار ومن هذه الإختبارات تعيين طاقة الانهييار بالأيدومتر أو بالاستخدام المزوج للأيدومتر، واختبار مقاومة القص الذى يجرى باستخدام صندوق القص على عينات غير مقلقة قبل وبعد غمرها بالماء لتحديد تأثير الانهييار الناتج من الغمر بالماء على مقاومة القص . وتجارب تعيين طاقة الانهييار موجودة بالتفصيل فى نهاية هذا الباب .

حساب هبوط الانهييار : Calculation of Collapse Settlement :

يحسب هبوط الانهييار للمنشآت المقامة على التربة المشبعة معملياً بالطريقة الآتية التى اقترحها العالمان جنينج ونايت سنة ١٩٧٥، شكل (٤-١٢) .



(a) normally consolidated soil:



(b) overconsolidated soil

شكل (٤-١٢) حساب هبوط الإنهييار من الاستخدام المزوج للأيدومتر

- ١ - الحصول على عينتين غير مقلقتين للاستخدام فى الأيدومتر .
- ٢ - ضع على كل من العينتين ١ كيلو نيوتن/المتر المربع لمدة ٢٤ ساعة .
- ٣ - بعد ٢٤ ساعة تشبع بالماء المغموز أحد العينين والأخرى تترك كما هى عند محتوى الرطوبة الطبيعى .
- ٤ - بعد ٢٤ ساعة من الغمر بالماء يستكمل اختبار التصلب القياسى كالمعتاد حتى أقصى حمل .
- ٥ - توقع العلاقة البيانية $e - \log p$ للعينين شكل (١٢-٤) .
- ٦ - يحسب الاجهاد المؤثر فى الموقع P_0 ويوقع من قيمتها خط رأس .
- ٧ - من منحنى $e - \log p$ للعيونة المغمورة نعين ضغط التصلب السابق P_c :
إذا كان $P_c / P_0 = 0.8 - 1.5$ تكون العينة عادية التصلب .
إذا كان $P_c / P_0 > 1.5$ تكون العينة سابقة التصلب .
- ٨ - تعين e'_0 المقابلة لـ P_0 من منحنى $e - \log p$ للعيونة المغمورة .
- ٩ - من نقط P_0 ، e'_0 نرسم منحنى مماثل لمنحنى $e - \log p$ النتائج من اختبار العينة المختبرة بمحتوى الرطوبة الطبيعى .
- ١٠ - تعين الضغط الزائد Δp النتائج عن المنشأ . ويرسم خط رأسى مقابل لقيمة $P_0 + \Delta p$ على منحنى $e - \log p$.
- ١١ - بعد ذلك تعين Δe_1 ، Δe_2 ويكون الهبوط للتربة بدون تغير فى المحتوى الطبيعى للرطوبة :

$$S_1 = \frac{\Delta e_1}{1 + e'_0} (H)$$

والهبوط الانهيارى هو :

$$S_2 = \frac{\Delta e_2}{1 + e'_0} (H)$$

حيث H هو تخانة الطبقة القابلة للانهيار .

معالجة التربة القابلة للانهيار :

التربة القابلة للانهيار تربة صعبة ذات مشاكل وللتأسيس عليها يجب عمل الإجراءات الفنية اللازمة لمعالجتها حتى يتم تجنب الأضرار الجسيمة التى تصيب المنشآت المقامة عليها . وسنورد فيما يلى طرق معالجة هذه التربة . وحينما تكون طبقة

التربة القابلة للإنهيار ذات عمق محدود وتقع أسفلها طبقات غير قابلة للإنهيار فإنه يمكن استعمال الأساسات العميقة لنقل الأحمال إلى الطبقات السفلية الغير قابلة للإنهيار .

١ - الإزالة والردم والدمك :

تزال التربة القابلة للإنهيار حتى عمق معين ثم تردم هذه التربة ثانية في مكانها على طبقات وتدمك كل طبقة عند نسبة الرطوبة المثلى .

٢ - التكتيف بالهرس السطحي :

ويتم إما باستخدام هراسات الصدم أو بالهراسات الاهتزازية وهراسات الصدم تحقق نتائج جيدة مع بعض أنواع التربة الرملية القابلة للإنهيار ولا تحقق نتائج جيدة مع الأنواع الأخرى وعلى هذا فإنه يجب دراسة ظروف الموقع جيداً قبل تقرير استخدام طريقة هراسات الصدم . وتعطى طريقة الهراسات الاهتزازية نتائج جيدة إذا أزيلت التربة القابلة للإنهيار حتى عمق معين ثم أعيدت على هيئة طبقات سمك كل منها لا يزيد عن ٣٠سم مع دمك كل طبقة على حدة باستخدام الهراسات مع إضافة كمية الماء المناسبة التي تعطى أقصى كثافة جافة .

٣ - التكتيف بالدق السطحي (الدمك الديناميكي) :

هذه الطريقة مناسبة لتكتيف التربة القابلة للإنهيار ولكنها مكلفة .

٤ - التكتيف بالاهتزاز والغمر بالماء :

في هذه الطريقة يتم الدمك عن طريق الاهتزاز مع الغمر بالماء وتزيد هذه الطريقة من قدرة تحمل التربة وهذه الطريقة مناسبة للتربة القابلة للإنهيار التي لا تحتوى على نسب عالية من المواد الناعمة .

٥ - استبدال التربة :

عندما تعطى التربة قابلية عالية للإنهيار ولم تصلح أى من الطرق السابقة الذكر فإنه ينصح باستبدال التربة القابلة للإنهيار برمل جيد التدرج وهذه الطريقة مكلفة لأنها تشمل تكاليف الحفر وإزالة التربة ونقلها ثم الإحلال على طبقات مع دمك كل طبقة .

٦ - تثبيت التربة :

يمكن تثبيت التربة القابلة للإنهيار بمواد أخرى تعمل على تقوية الروابط بين حبيبات التربة أو ملاء الفراغات بينها . ويعيب هذه ارتفاع تكاليف المواد المثبتة .

التربة القابلة للانتفاخ : Expansive Soil or Swelling Soil

توجد بعض أنواع الطين اللدن لها المقدرة على الانتفاخ أو الانتفاش عند إضافة الماء لها وتنكمش عند فقد هذا الماء . والأساسات المقامة على هذا الطين تتعرض لقوى رافعة Uplifting Forces بسبب انتفاخ هذا الطين تسبب أضراراً بالغة قد تؤدي إلى الانهيار الكامل . وتتوقف قيمة الانتفاخ على زيادة الكثافة الجافة وزيادة نسبة الطين خاصة الطين الفعال مثل المنتمور يلينيث وانخفاض نسبة الرطوبة الطبيعية . والتربة القابلة للانتفاخ تكون صلبة ذات قيمة عالية للقص في حالتها الجافة الابتدائية ، أما في حالتها الرطبة فإنها تفقد تلك الصفات .

مصاعب التربة القابلة للانتفاخ :

تتصف هذه التربة بمقدرتها على الانتفاخ أو الانكماش المصاحب للتغير في محتوى الرطوبة لها . وعند التأسيس على هذه التربة يجب الأخذ في الاعتبار عند التصميم احتمالات الحركة من جانب هذه التربة والاضغوط الناتجة عن انتفاخها ، ويرجع انتفاخ هذه التربة إلى امتصاص الماء الحر بواسطة معادن الطين الداخلة في تركيبه وخاصة المنتمور يلينيث وتتوقف درجة الانتفاخ على عوامل مختلفة كثيرة منها نوع معدن الطين ونسبة وجوده وكثافة التربة ونسبة الحبيبات النشطة الطينية إلى الحبيبات غير الطينية ومحتوى الماء الطبيعي والتكوين النباتي للتربة والجهد الواقع على التربة .

جيولوجية التربة القابلة للانتفاخ :

التربة القابلة للانتفاخ يرجع أصلها لأحد من البيئات الترسيبية الصحراوية أو النهرية أو بيئة المياه الضحلة أو بيئة المصببات الخليجية وهذه البيئات غنية بالأيونات المختلفة التي تساعد في تكوين التربة الانتفاخية حيث أن التركيب المعدني للجزء الطيني هو العامل الأساسي الذي يؤثر في خواص التربة الانتفاخية ووجود معدن المونتمور ولينيث الذي يمتاز بالتركيب الطبقي الذي يمتص أحد الأيونات الشرهة للمياه بين هذه الطبقات مما يجعلها شرهة لامتصاص المياه وتباعد هذه الطبقات عن بعضها مما يؤدي إلى انتفاخها .

أنواع التربة القابلة للانتفاخ :

١ - الشيل Shale :

وهي الترسيبات التي تحتوي على نسبة من الطين توجد في حالة صلبة في حالتها الطبيعية وعلى هيئة طبقات رقيقة متتالية ومتوازية من الطين الطميين والرمل .

٢ - الحجر الوصلي Mudstone :

وهو حجر طيني رملي طمى في حالة متماسكة وصلبة ولا توجد طبقات رقيقة وليس به أى تشققات طبيعية وذو تكوين حبيبي ويوجد غالباً على هيئة كتل .

٣ - الحجر الطيني Claystone :

وهو حجر طيني طمى في حالة متماسكة وصلبة وإذا تعرض للكسر عادة ما ينقسم إلى كتل مخروطية غير منتظمة .

٤ - الحجر الطمى Siltstone :

وهو حجر طمى طيني معظم تكوينه من الطمى في حالة متماسكة وصلبة .

٥ - الحجر الوصلي المتحول Argillite :

وهو حجر طيني رملي في بداية التحول ودرجة صلابته أكبر بكثير من الحجر الوصلي وهو تكوين كتلى .

٦ - المارل Marl :

وهو حجر طيني جبرى وعادة تزيد نسبة كربونات الكالسيوم به عن ٣٥٪ ويشاع على كل الأنواع السابقة تسمية تربة طفالية رغم أن التسمية الدقيقة هي طين مطفى .

المعاملات المعروفة للتربة القابلة للانتفاخ :

- الفاعلية Activity :

الفاعلية هي نسبة معامل اللدونة إلى كمية الطين بالتربة محسوباً بالوزن للجزء من التربة ذو الحبيبات أقل من ٢ ميكرون . والعلاقة بين معامل اللدونة ومحتوى الطين يكون غالباً خط مستقيم يقترب من نقطة الأصل . والفاعلية A هي ميل هذا الخط :

$$A = \frac{I_p}{C}$$

حيث I_p هو معامل اللدونة ، C هي نسبة محتوى حبيبات الطين أقل من ٢ ميكرون .

وتستخدم الفاعلية للتعبير عن طاقة انتفاخ التربة الطينية .

- الانتفاخ الحر Free Swell :

الانتفاخ الحر هو النسبة المئوية للانتفاخ لعينة بحالتها الطبيعية عند غمرها بالماء تحت ضغط رأسى مقداره ٩.٦ كيلو نيوتن لكل متر مربع، ويستخدم الأليومتر لتعيين قيمة الانتفاخ الحر يوضع العينة فيه تحت حمل صغير ٩.٦ كيلو نيوتن/م^٢ (١ رطل لكل بوصة مربعة) ، وحينئذ يضاف الماء للعينة وتقاس الزيادة في طول العينة على اعتبار أن مساحة المقطع ثابتة وتعين نسبة الانتفاخ الحر بالعلاقة :

$$S_{w(free)} (\%) = \frac{\Delta H}{H} (100)$$

Where $S_{w(free)}$ = free swell

ΔH = height of swell due to Isaturation

H = original height of the specimen

ويبين شكل (١٢-٥) العلاقة بين نسبة الانتفاخ الحر ، حد السيولة والمحتوى المائى الطبيعي . ويمكن حساب الانتفاخ الحر للسطح من العلاقة :

$$\Delta S_F = 0.0033 Z S_{w(free)}$$

where ΔS_F = free surface swell

Z = depth of active zone

$S_{w(free)}$ = free swell, as a percent (Figure)

وهناك اختبار آخر لتعيين «الانتفاخ الحر المعدل» وذلك بتجفيف عينة الطين وأخذ منها حوالى ١٠ جم وتسقط بالتدريج فى مخبر مدرج به ١٠٠ سم^٢ ماء ، وبعد ٢٤ ساعة يقاس الحجم الجديد (بعد حدوث الانتفاخ) ويعين معامل الانتفاخ الحر المعدل من :

$$\text{Modified free swell index} = \frac{V - V_s}{V_s}$$

where V = soil volume after swelling

$$V_s = \text{volume of soil solid} = \frac{W_s}{G_s \gamma_w}$$

W_s = weight of oven-dried soil

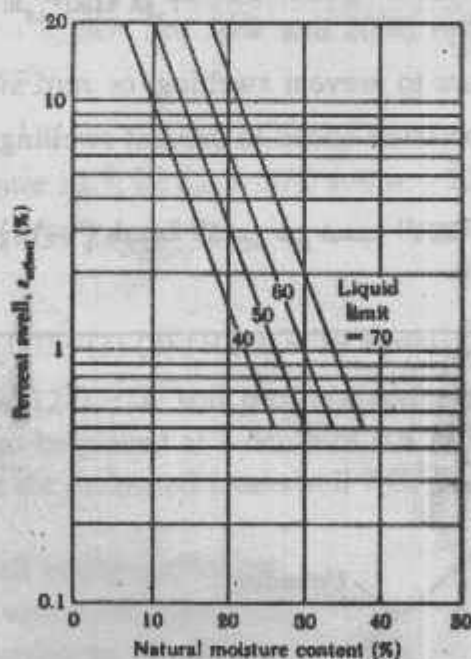
G_s = specific gravity of soil solids

γ_w = unit weight of water

- طاقة الإنتفاخ Swelling potential :
 طاقة الإنتفاخ هي نسبة الإنتفاخ لعينة محاطة جانبياً عند غمرها بالماء تحت ضغط ٩.٦ كيلو نيوتن للمتر المربع بعد دمكها لأقصى كثافة مع نسبة الرطوبة المثلى لمواصفات الأشو AASHO لتجربة الدمك .

ويمكن تصنيف طاقة الانتفاخ حسب قيمة معامل الانتفاخ الحر كما يأتي :

Modified free swell index	Swelling potential
< 2.5	Negligible
2.5 to 10	Moderate
10 to 20	High
> 20	Very high



شكل (١٢-٥) العلاقة بين نسبة الانتفاخ الحر وحد السيولة والمحتوى المائي الطبيعي

كما تعين العلاقة الآتية طاقة الإنتفاخ S_p :

$$S_p = 2.2 \times 10^{-5} A^{2.44} C^{3.44}$$

$$S_p = 2.2 \times 10^{-3} I_p^{2.44}$$

Where A = Activity of soil

I_p = plasticity index , per cent

C = per cent clay content.

- ضغط الانتفاخ Swelling pressure :

هو الضغط الرأسى اللازم لعينة لكي يبقى ارتفاعها دون زيادة بعد إضافة الماء لها، ويمكن تعريفه أيضاً أنه عند غمر عينة محاطة جانبياً فى الماء فإنه يتولد ضغط انتفاخ فى حالة عدم السماح بأى تغير فى الحجم ، والضغط الأقصى الناتج عن ذلك فى الاتجاه الرأسى هو ضغط الانتفاخ .

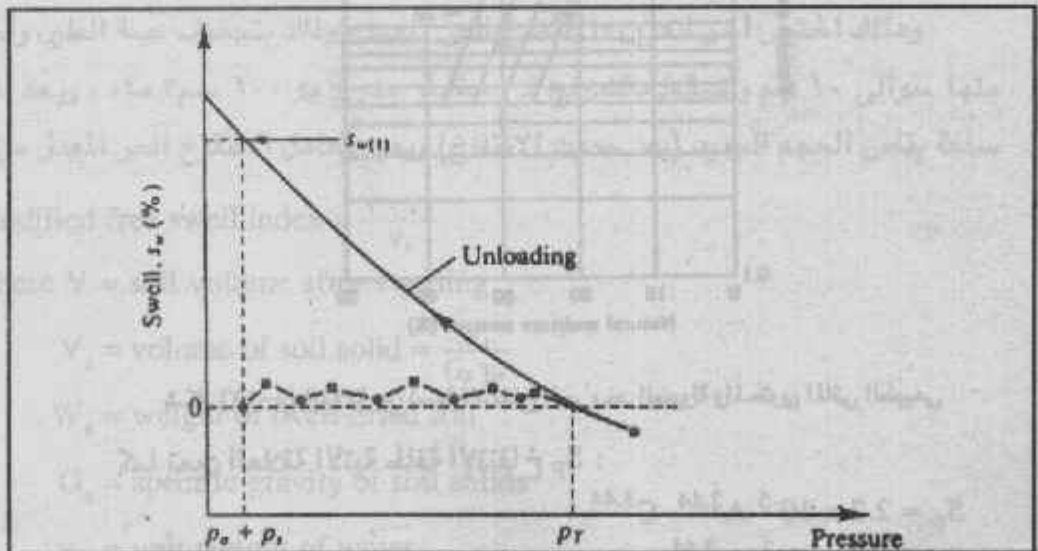
ويعين ضغط الانتفاخ بوضع عينة من التربة فى حلقة الأيدومتر وتعرض لضغط مساو لضغط الفعال P_0 مضافاً إليه الضغط الناتج عن الأساس P_s . وحينئذ يضاف الماء إلى العينة . وعندما تبدأ العينة فى الانتفاخ تعرض للحمل على مراحل لمنع الانتفاخ ويستمر ذلك حتى تصل إلى أقصى ضغط للانتفاخ والذي بعده لا تنتفخ العينة ، وعند ذلك يكون الضغط الكلى على العينة هو :

$$P_\tau = P_0 + P_s + P_1$$

where P_τ = total pressure to prevent swelling, or zero swell pressure

P_1 = additional pressure added to prevent swelling after addition of water

وبين الشكل (٦-١٢) طبيعة التغير فى نسبة الانتفاخ مع الضغط أثناء اختبار الضغط .



شكل (٦-١٢) اختبار ضغط الإنتفاخ

عند الوصول إلى مرحلة انعدام ضغط الانتفاخ Zero swell pressure يرفع الحمل من على العينة على مراحل إلى أن تصل إلى حمل P_0 وهذه الحالة من رفع الحمل Unloading تجعل العينة تنتفخ قليلاً ، ويتم تسجيل الانتفاخ عند كل مرحلة ضغط ويرمز لهذا الانتفاخ بالرمز $S_w \%$ وتمثل العلاقة بين الضغوط والانتفاخ كما في شكل (٧-١٢) ويستخدم ضغط الانتفاخ لتعيين انتفاخ السطح Surface heave ورمزه ΔS كما في العلاقة الآتية :

$$\Delta S = \sum_{i=1}^n [S_{w(i)} \%] (H_i) (0.01)$$

Where $s_{w(i)} \%$ = swell, in percent, for layer i under a pressure of $p_0 + p_s$ (see Figure 12-6)

ΔH_i = thickness of layer i

Example 12-1 : A soil profile has an active zone of expansive soil of 2.0 m. The liquid limit and the average natural moisture content during the construction season are 50% and 20%, respectively. Determine the free surface swell.

Solution :

From Figure 10.7, for LL = 50% and $w = 20\%$, $s_{w(\text{free})} = 3\%$.

$$\Delta S_F = 0.0033 Z s_{w(\text{free})}$$

Hence

$$\Delta S_F = 0.0033 (2) (3) (1000) = 19.8 \text{ mm}$$

Example 12-2 : A soil profile's active-zone depth is 3.5 m. If a foundation is to be placed at a depth of 0.5 m below the ground surface, what would be the estimated total swell ? Given the following from laboratory tests :

Swell under overburden
and estimated foundation
surcharge pressure,

Depth, in	$S_{w(i)} (\%)$
0.5	2
1	1.5
2	0.75
3	0.25

Solution :

The values of $s_{w(1)}$ (%) have been plotted with depth in Figure 12-7a. The area of this diagram will be the total swell. Using the trapezoidal rule.

$$\begin{aligned}\Delta S &= \frac{1}{100} \left[\frac{1}{2} (1)(0 + 0.5) + \frac{1}{2} (1)(0.5 + 1.1) + \frac{1}{2} (1)(1.1 + 2) \right] \\ &= 0.026 \text{ m} = 26 \text{ mm}\end{aligned}$$

Example 12-3 : In Example 10.2, if the allowable total swell in 10 mm, what would be the undercut necessary to reduce the total swell ?

Solution :

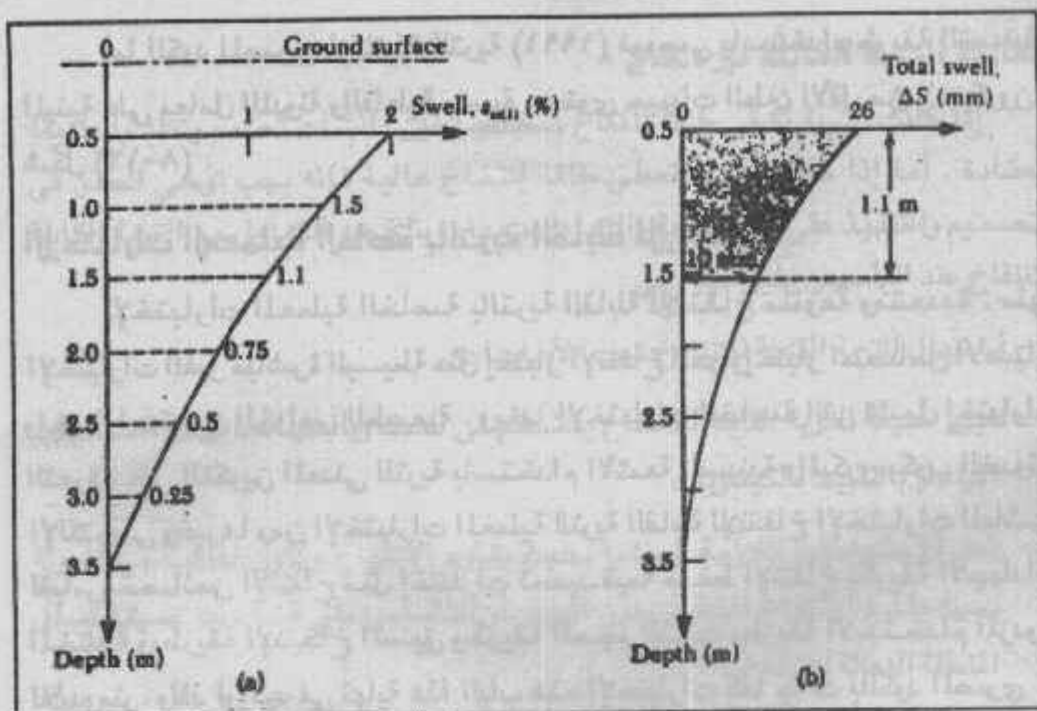
Using the procedure outlined in Example 12.2, the total swell at various depths below the foundation can be calculated as follows (from Figure 12-7 a) :

Depth (m)	Total swell, ΔS (mm)
3.5	0
3	$0 + \left[\frac{1}{2} (0.5) (0.25) \right] \frac{1}{100} = 0.000625 \text{ m} = 0.625 \text{ mm}$
2.5	$0.000625 + \frac{1}{100} \left[\frac{1}{2} (0.5)(0.25 + 0.5) \right] = 0.0025 \text{ m} = 2.5 \text{ mm}$
1.5	$0.0025 + \frac{1}{100} \left[\frac{1}{2} (1)(0.5 + 1.1) \right] = 0.0105 \text{ m} = 10.5 \text{ mm}$
0.5	26 mm

These total settlements have been plotted in Figure 12-7 b, and they show that a total swell of 10 mm corresponds to a depth of 1.6 m below the ground surface.

Hence, the undercut below the foundation is $1.6 - 0.5 = 1.1 \text{ m}$.

This soil should be excavated, replaced by nonswelling soil, and recompacted.



شكل (١٢-٧)

تصنيف التربة القابلة للإنتفاخ :

يوجد العديد من طرق تصنيف التربة القابلة للإنتفاخ ومن أحدثها نظام التصنيف الذي اقترحه محطة تجارب المجارى المائية التابعة للجيش الأمريكى . ولخصة العالمان نيلل وپورموبيد (١٩٨٠) فى جدول (١٢-٢) .

جدول (١٢-٢) تصنيف التربة القابلة للإنتفاخ

Liquid limit	Plasticity index	Potential swell (%)	Potential swell classification
< 50	< 25	< 0.5	Low
50-60	25-35	0.5-1.5	Marginal
> 60	> 35	> 1.5	High

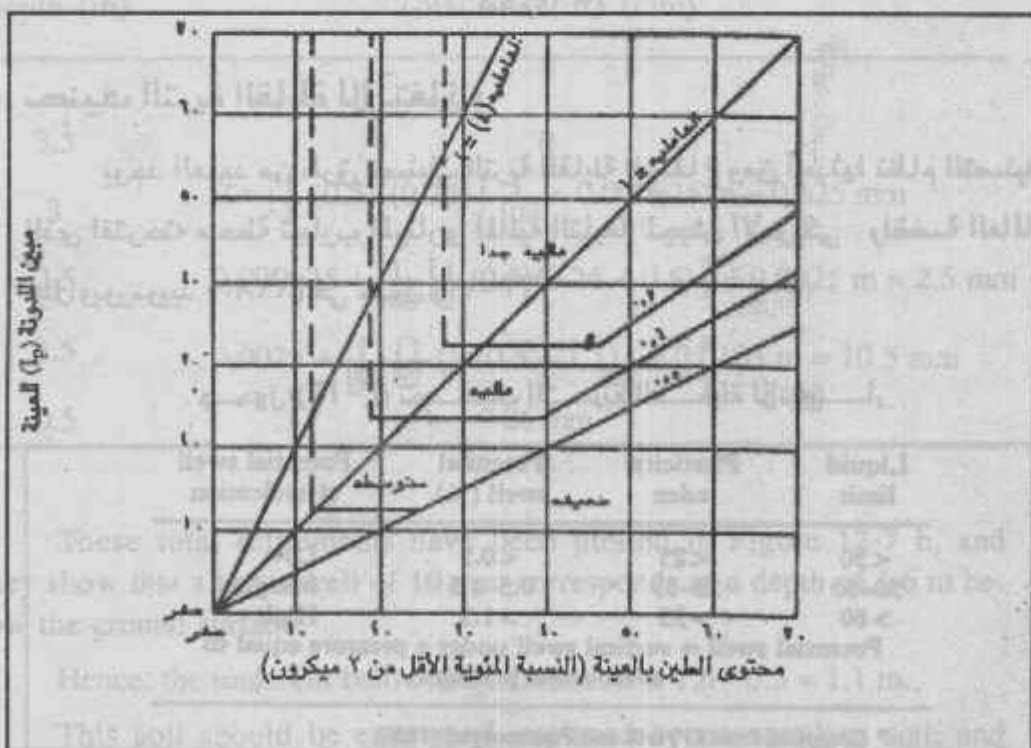
Potential swell = vertical swell under a pressure equal to overburden pressure

* Compiled from O'Neill and Pormozoyed (1980)

أما الكود المصرى لميكانيكا التربة (١٩٩١) فيوصى باستخدام طريقة التصنيف المبنية على معامل اللدونة والفاعلية ونسبة محتوى حبيبات الطين الأقل من ٢ ميكرون . شكل (٨-١٢) .

الإختبارات العملية الخاصة بالتربة القابلة للانتفاخ :

الإختبارات العملية الخاصة بالتربة القابلة للانتفاخ متنوعة ومتعددة . منها الإختبارات الغير مباشرة البسيطة مثل إختبار الإنتفاخ الحر وإختبار امتصاص الأصباغ وإختبارات تعيين الخواص الطبيعية . ومنها الإختبارات الخاصة التى تشمل إختبارات التعرف على التكوين المعدنى للتربة باستخدام الأشعة السينية والميكروسكوب الضوئى والإلكترونى وغيرها ومن الإختبارات العملية للتربة القابلة للانتفاخ الإختبارات المباشرة لقياس خصائص الإنتفاخ مثل إختبارات تحديد قيمة ضغط الإنتفاخ بطريقة الاجهادات المختلفة وبطريقة الإنتفاخ المسبق وطريقة الحجم الثابت وطريقة الاستخدام المزدوج للأيدومتر. ولقد أوردت فى نهاية هذا الباب هذه الإختبارات كما جاءت بالكود المصرى .



شكل (٨-١٢) تصنيف التربة القابلة للانتفاخ

معالجة التربة القابلة للإنتفاخ : (ج)

إذا كانت التربة تعطى طاقة إنتفاخ منخفضة فإن المنشآت تصمم وتنفذ بالطريقة المعتادة . أما إذا كانت التربة تعطى طاقة إنتفاخ عالية فإنه يجب توخي الحذر فى التصميم والتنفيذ على هذه التربة والتعامل معها، ويتلخص التعامل مع التربة القابلة للإنتفاخ عند التأسيس عليها فيما يلى :

- ١ - استبدال التربة القابلة للإنتفاخ تحت الأساسات .
- ٢ - تغيير طبيعة التربة القابلة للإنتفاخ بالتحكم فى الدمك وبالبلل السابق أو التحكم فى المياه أو بالتثبيت بالكيماويات .
- ٣ - عمل الاحتياطات اللازمة للمنشأ بحيث يقاوم الإنتفاخ ويكون المنشأ من المرونة بحيث يقاوم الإنتفاخ المتباين بدون انهيار أو التأسيس على أساسات عميقة أسفل المنطقة الفعالة للإنتفاخ .

١ - استبدال التربة القابلة للإنتفاخ Soil Replacement :

استبدال التربة القابلة للإنتفاخ أسفل الأساسات من أبسط الطرق لمعالجة هذه التربة . ويجب دراسة عملية الاستبدال من حيث نوع التربة المستخدمة نوعى وعمق وامتداد الاستبدال وطريقة الدمك ، وعادة ما تكون التربة المستخدمة تتراوح من تربة زلطية إلى تربة رملية . أما عمق الاستبدال فيجب ألا يقل عن ٠.٥ متر بأى حال من الأحوال ويكون حوالى ١.٠٠ متر للتربة المتوسطة الإنتفاخ وحوالى ١.٥ مترا أو أكثر كل منها لا يزيد عن ٣٠ سم مع الدمك الجيد لكل طبقة .

٢ - تغيير طبيعة التربة القابلة للإنتفاخ :

يمكن تغيير طبيعة التربة القابلة للإنتفاخ بأحد الطرق الآتية :

(أ) الدمك : إنتفاخ التربة يقل عندما تكون هذه التربة مدموكة لأقل كثافة على الجانب الأعلى لمحتوى الرطوبة الأمثل (٣ - ٤)٪ أعلى محتوى الرطوبة الأمثل (OMC) .

(ب) البلل المسبق : هذا الأسلوب يستخدم لزيادة المحتوى المائى للتربة فيحدث لها أكبر إنتفاخ قبل التأسيس عليها، وعملية البلل المسبق تأخذ وقتا لأن الطين اللدن نفاذيته منخفضة .

(ج) إقامة حواجز الرطوبة : التحكم فى الرطوبة فى التربة المتفتحة يمكن أن

يقلل الإنتفاخ والإنتفاخ النسبى ، وحواجز الرطوبة قد تكون رأسية بعمق ١.٥ متر حول المحيط الخارجى للمبنى وتعوق هذه الحواجز الرأسية مسار المياه المتجهة إلى أسفل المبنى ويمكن إنشاء الحواجز الرأسية باستخدام أغشية من البلاستيك أو حواجز من الخرسانة أو الأنسجة الغير منفذة .

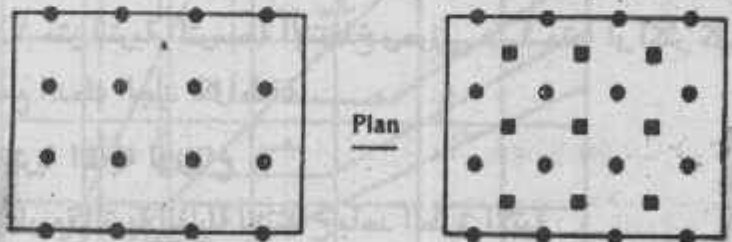
كما يمكن إقامة حواجز التحكم الأفقية حول المبنى بالأغشية الغير منفذة أو بالرصف . كما يمكن التحكم فى الرطوبة عن طريق الصرف السطحى وتحت السطحى للمياه وذلك لوقف مسار المياه الحرة الحركة وخفض منسوب المياه المتسربة إلى أسفل المبنى وإعاقة حركة المياه نتيجة الخاصية الشعرية .

(د) تثبيت التربة : تثبيت التربة ببعض المواد مثل الجير والأسمنت مفيد فى

خفض الإنتفاخ للتربة ، ويتم تثبيت التربة بعدة طرق منها خلط مادة التثبيت بالطبقة العليا من التربة ثم دمكها ويمكن استخدام هذه الطريقة لأعماق من ١ إلى ١.٥ متراً ومن طرق التثبيت أيضاً الحقن injection بمحاليل الجير إلى أعماق تصل إلى ٥ أمتار. وشكل (٩-١٢) يبين الحقن المفرد والزوج للتربة بمحلول الجير .

٢ - الاحتياطات اللازمة للمنشأ لمقاومة الإنتفاخ :

إضافة إلى المعالجات السابقة التى تجرى للتربة القابلة للإنتفاخ فإنه يجب أخذ الاحتياطات اللازمة عند تصميم وتنفيذ المنشآت على هذه التربة ، وهذه الاحتياطات ترد بالتفصيل فى كتاب الأساسات .



Single injection

Double injection

شكل (٩-١٢) حقن التربة المتفتحة

التربة الطينية اللينة Soft Clay Soil :

التربة الطينية اللينة هي التربة عالية الانضغاط التي مقاومتها للقص منخفضة ، وكذلك معامل القوام لها منخفض ، وهذه التربة تعتبر مشكلة هامة عند التأسيس عليها أو التعامل معها .

مصاعب التربة الطينية اللينة :

ترجع مصاعب التربة الطينية اللينة ومشاكلها إلى انخفاض مقاومة هذه التربة لإجهادات القص والتي قد لا تتعدى ٠.٥ كجم/سم^٢ (٥٠ كيلو نيوتن/متر مربع) إضافة إلى قابليتها العالية للانضغاط التي تسبب هبوطاً كبيراً للمنشآت المقامة عليها ثم أن حبيبات هذه التربة تتميز بخاصية الزحف .

جيولوجية التربة الطينية اللينة :

يرجع أصل هذه التربة إلى أحد البيئات الترسيبية النهرية أو الدلتاوية أو المياه الضحلة أو البحرية ، وتتواجد ترسيبات عميقة من التربة الطينية اللينة عند مصبات النيل بالدلتا وفي بعض المناطق على الشاطئ الشمالي .

أنواع التربة الطينية اللينة :

١ - الطين عادي التضغاط Normally consolidated clay :

طين لين إلى متوسط القوام ومقاومته ضعيفة جداً وبنو حساسية مرتفعة وإذا تعرض لزيادة في الحمل نتج هبوط نوعي كبير وعلى مدى بعيد .

٢ - التربة العضوية الليفية Fibrous Organic Soils :

وهي تربة تحتوي على كمية كبيرة من المواد العضوية سواء كانت على هيئة ألياف أو على هيئة غراويات ويكون تكوين هذه التربة ضعيفاً ينتج هبوطاً كبيراً تحت تأثير الزيادة في الحمل .

٢ - البية Peat :

وهي بقايا نباتية ناقصة التفحم وتكوينها أسفنجي تم في المستنقعات والأماكن الرطبة ولذلك يكون لونها أسود أو بني قاتم .

٤ - التربة الطينية العضوية (الك) Muck :

وهي تربة طينية لينة معظم تكوينها من المواد العضوية المتحللة .

٥ - الطين الحساس القابل للإسالة Sensitive Quick Clay :

وهو الطين الذي تبلغ مقاومته للقص في الحالة المقلقلة ٢٥٪ أو أقل من تلك التي في الحالة الغير مقلقلة ، كما أن المحتوى المائى الطبيعى لهذا الطين يكون أكبر أو مساوياً لحد السيولة .

٦ - الصبغا Sabkha :

وهى عبارة عن طين طعى يحتوى على نسبة كبيرة من الأملاح .

تصنيف التربة الطينية اللينة :

تصنيف التربة الطينية اللينة بناءً على درجة قابلية الطين للتشكل بجانب قيمة مقاومة اجهادات القص والتربة الطينية اللينة تصنف كما يأتى :

- طين لين جداً Very Soft clay :

وهو طين عند الضغط عليه داخل اليد فإنه يخرج من بين الأصابع ويعطى مقاومة قص غير منصرفة أقل من ٢٥ كيلو نيوتن/مترمربع .

- طين لين Soft Clay :

وهو الطين الذى يمكن تشكيله عند تعرضه لضغط خفيف من الأصابع ويعطى مقاومة قص غير منصرفة من ٢٥ إلى ٥٠ كيلو نيوتن/مترمربع .

التجارب المعملية للتربة الطينية اللينة :

التجارب المعملية للتربة الطينية اللينة هى نفس التجارب التى تجرى عادة للطين العادى .

معالجة التربة الطينية اللينة :

يتم معالجة التربة الطينية اللينة وتحسين خواصها بطرق مختلفة منها :

(أ) التعميل المسبق Precompression :

وفى هذه الطريقة يتم تحميل سطح الأرض بحمل منتظم التوزيع قبل إنشاء المنشأ وينتج عن هذا الحمل هبوط ناتج عن التضاضغط الأساسى والتضاضغط السنوى ، وكذلك زيادة فى مقاومة القص للطين بدون هروب .

(ب) مصارف الرمل (المصارف الرأسية) Sand drains :

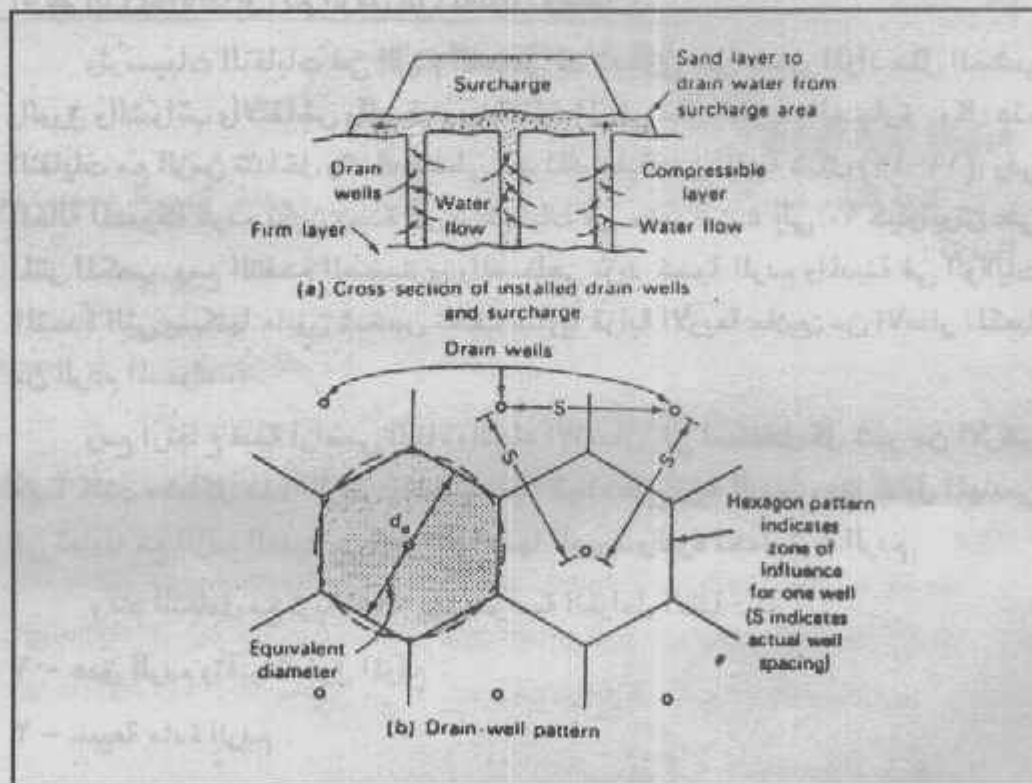
تستخدم طريقة المصارف الرأسية لطبقات الطين السميكة ، وتستعمل هذه الطريقة

مع طريقة التحميل الميسق وذلك لزيادة سرعة التضاضاط عن طريق تقصير مسار الصرف للمياه .

وتعتمد كفاءة المصارف الرأسية ، شكل (١٠-١٢) ، على خصائص الطين مثل معامل النفاذية ومعامل التصلب ولذلك يجب تعيين هذه المعاملات عند استعمال المصارف الرأسية drain wells .

وفي حالة المصارف الرملية ، شكل (١٠-١٢) ، تستخدم أنابيب رأسية من الرمال لقطر من ١٨ إلى ٤٥ سم تنفذ بأعماق كبيرة في التربة ومصارف الرمال تعطى زيادة في مقاومة القص للطين .

وحديثاً تستعمل المصارف البلاستيك بدلاً من المصارف الرملية وميزة المصارف البلاستيك أنها تحدث قلقلة أقل للطين كما أنه في حالة حدوث هبوط كبير فإن ذلك لا يؤثر على فاعلية المصرف البلاستيك .



شكل (١٠-١٢) المصارف الرأسية والرملية

(ج) الدمك الديناميكي Dynamic Compaction :

يمكن زيادة كثافة التربة بالتأثير عليها بوزن ثقيل يسقط من ارتفاع معين عدة

مرات وتزيد هذه الطريقة من مقاومة القص للتربة وتقلل الهبوط المتوقع تحت تأثير الأحمال وتتراوح الأوزان المستعملة من ١٢٠ إلى ٢٠٠ كيلو نيوتن وارتفاع السقوط حوالي ٢٠ متراً .

تربة الردم FILLS :

الردم هو خليط من القمامة والانقاض والتربة المفككة . وعادة يكون الردم بفعل الإنسان ، وقد يكون الردم حديثاً أو قديماً . وقد يكون الردم من بقايا الحياة الأدمية . وقد يكون من عوادم ونواتج المصانع . أى أن الردم يتنوع حسب مواد تكوينه وعمره وهناك ما يسمى بالردم الصحى Sanitary Landfills وهو ترسيبات النفايات دون أن تسبب خطراً على صحة الإنسان . وهناك أيضاً ردم الانقاض Rubbish Fill . كما توجد أنواع من الردم تحتوى على تربة طبيعية مثل ردم الطين Clay Fill أو ردم الزلط Gravel Fill أو ردم الرمل Sand Fill ، وهكذا .

وترسيبات النفايات فى الردم الصحى قد تحتوى على بعض المواد مثل الخشب والورق والشوائب والانقاض والصفائح ومخلفات المباني مثل الطوب والحجارة . وكل هذه النفايات مع الزمن تتداخل وتدمك وتغطى بعد ذلك بطبقة من التربة شكل (١٢-١١) ، وفى الحالة المدموكة للردم تكون وحدة الوزن للنفايات فى حدود من ٥ إلى ١٠ كيلونيوتن على المتر المكعب . ومع التقدم الحضارى والصناعى تزيد كمية الردم والمدينة فى الولايات المتحدة التى يسكنها مليون شخص تخلف سنوياً قرابة الأربعة ملايين من الأمتار المكعبة من الردم المدموك .

ومع ارتفاع قيمة أراضى البناء واتجاه الإنسان إلى استقلال كل شير من الأرض مهما كانت مشاكل هذه الأرض كانت الحاجة للبناء على تربة الردم . وهنا تقابل المهندس فى تعامله مع الردم العديد من المشاكل أهمها الهبوط وقدرة تحمل تربة الردم .

وعند التعامل مع تربة الردم يجب دراسة العوامل الآتية :

١ - عمق الردم وتغيراته فوق الموقع .

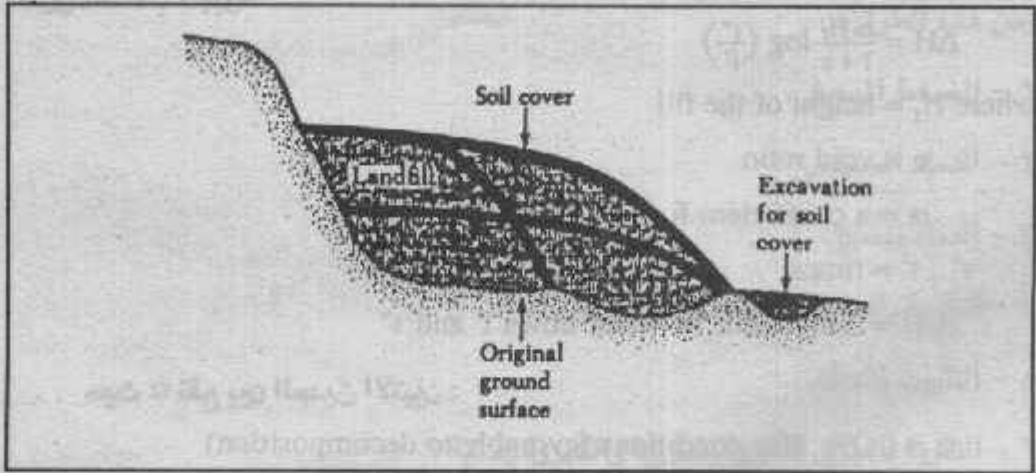
٢ - طبيعة مادة الردم .

٣ - عمر الردم .

٤ - طريقة تكون الردم .

٥ - عمق الطبقات الطبيعية تحت الردم .

- ٦ - طبيعة وخواص الطبقات الطبيعية تحت الردم .
٧ - المياه ومصادرها ومصارفها في وصول الردم .



شكل (١٢-١١) تكوين الردم الصحي

هبوط تربة الردم :

تربة الردم تحدث هبوطاً مستمراً على زمن طويل . ومعدل الهبوط يحسب من

العلاقة :

$$m = \frac{\Delta H_f}{\Delta t}$$

where m = settlement rate

H_f = maximum height of the sanitary landfill

وبناءً على العديد من المشاهدات الحقلية فإن معدل الهبوط يحسب من العلاقة

الآتية :

$$m = 0.0268 - 0.0116 \log t_1 \quad (\text{for fill heights ranging from 12-24 m})$$

$$m = 0.038 - 0.0155 \log t_1 \quad (\text{for fill heights ranging from 24-30 m})$$

$$m = 0.0433 - 0.0183 \log t_1 \quad (\text{for fill heights ranging than 30 m})$$

حيث m وحداتها م / شهر .

t_1 عمر الردم بالشهر ويحسب من :

$$t_1 = t - \frac{t_c}{2}$$

where t = time from the beginning of landfill

t_c = time for completion of the landfill

وبناءً على بيانات حقلية تبين أن t_c تتراوح قيمتها بين ٧٠ إلى ٨٢ وهناك علاقة أخرى لحساب الهبوط :

$$\Delta H = \frac{\alpha H_f}{1+e} \log \left(\frac{t''}{t'} \right)$$

where H_f = height of the fill

e = void ratio

α = a coefficient for settlement

t'' , t' = times

ΔH = settlement between times t' and t''

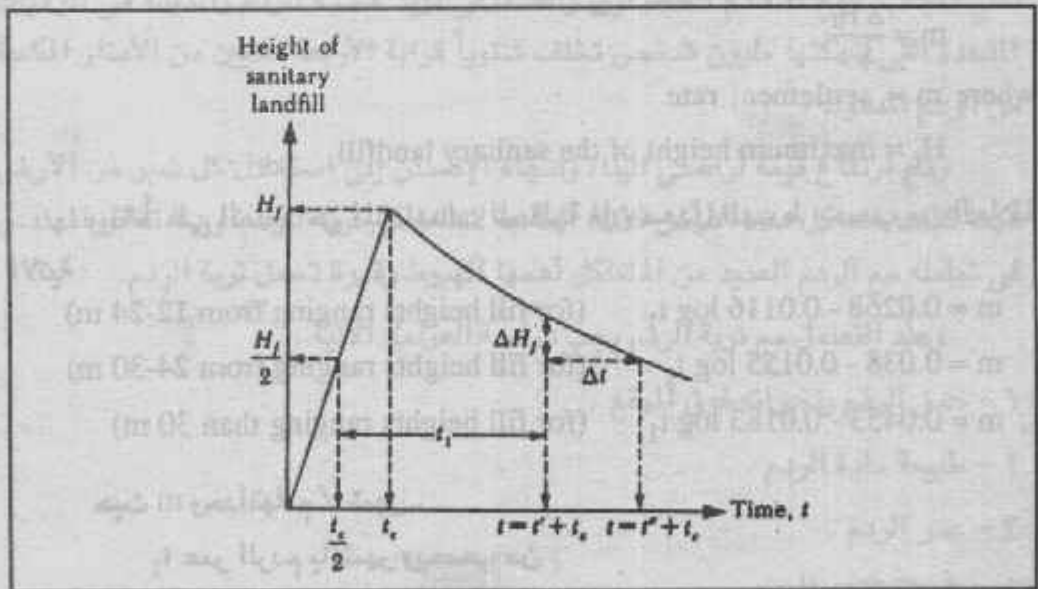
حيث α تقع بين الحدين الآتيين :

$\alpha = 0.09e$ (for conditions favorable to decomposition)

and

$\alpha = 0.03e$ (for conditions unfavorable to decomposition)

ويوضح شكل (١٢-١٢) تعاريف الرموز المستخدمة في حساب الهبوط .



شكل (١٢-١٢) هبوط تربة الردم

معالجة تربة الردم :

كثير من الطرق تستخدم لتقوية تربة الردم بزيادة قدرة تحملها وخفض الهبوط .

ومن هذه الطرق :

١ - الضغط المسبق .

٢ - الدمك السطحي .

٣ - الدمك العميق .

٤ - التقوية بأعمدة الحجارة .

٥ - التثبيت بالحقن .

٦ - التقوية بالطرق الكهرواسموزية والكهروكيميائية .

ويجب مراعاة منع التأسيس تماما على الردم الغير معروف طبيعته ، وكذلك على

الردم الناتج من برك ومستنقعات أو الذى يحتوى على بقايا خشب ونفايات ضارة وكثيرة .

وفى حالة تواجد طبقة شرفة لامتنصاص الماء فإنه يجب إزالة هذه الطبقة أو أخذ تأثيرها فى الاعتبار حيث قد تؤدي هذه الطبقة لحدوث الإنتفاخ .

وعموماً عند التعامل مع تربة الردم للتأسيس عليها فيجب العناية الشديدة

بالدراسات والأبحاث لمعالجة مشاكل هذه التربة واتخاذ القرار بإمكانية التأسيس عليها من عدمه .