



جمهورية مصر العربية  
وزارة الإسكان والمرافق والمجمعات العمرانية  
المركز القومي لبحوث الإسكان والبناء

الكود المصرى  
لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات  
كود رقم ٢٠٢ - ٢٠٠١  
**ECP 202 - 2001**

الجزء الثالث : ٣/٢٠٢  
الأساسات الضحلة

اللجنة الدائمة لإعداد الكود المصرى  
لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات

طبعة ٢٠٠٧

قرار وزارى  
رقم (١٣٩) لسنة ٢٠٠١  
فى شأن الكود المصرى  
لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات

وزير الإسكان والمرافق والمجمعات العمرانية

- بعد الإطلاع على القانون رقم ٦ لسنة ١٩٦٤ بشأن أسس تصميم وشروط تنفيذ الأعمال الإنشائية وأعمال البناء .
- وعلى القرار الوزارى رقم ١٠٩٧ لسنة ١٩٦٩ فى شأن تحديد أسس تصميم وشروط استكشاف الموقع وتحديد خواص التربة واختباراتها .
- وعلى القرار الوزارى رقم ١٠٩٧ لسنة ١٩٦٩ فى شأن أسس وشروط وتحديد إجهادات التحميل المسموح بها فى حالة الأساسات العادية .
- وعلى قرار السيد رئيس الجمهورية رقم ٤٦ لسنة ١٩٧٧ بشأن مركز بحوث الإسكان والبناء والتخطيط العمرالى .
- وعلى القرار الوزارى رقم ١٤٨ لسنة ١٩٨٦ فى شأن تشكيل اللجنة الدائمة للكود المصرى للأساسات .
- وعلى القرار الوزارى رقم ٤٩٢ لسنة ١٩٩٦ بتشكيل اللجنة الرئيسية لأسس التصميم وشروط تنفيذ الأعمال الإنشائية وأعمال البناء .
- وعلى القرار الوزارى رقم ٤٩٤ لسنة ١٩٩٦ فى شأن تشكيل اللجنة الدائمة لأسس تصميم وشروط تنفيذ الأساسات وميكانيكا التربة .

- وعلى قرارات وزير الإسكان والمرافق أرقام ١٩٤، ١٩٥، ١٩٦، ١٩٧، ١٩٨، ١٩٩، ٢٠٠، ٢٠١، ٢٠٢، ٢٠٣ لسنة ١٩٩٥ فى شأن أجزاء الكود المصرى لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات .

- وعلى مذكرة السيد أ.د./ رئيس اللجنة الدائمة للكود والسيدة أ.د. / رئيس مركز بحوث الإسكان والبناء بشأن إصدار القرار الوزارى بنشر الكود .

## ق ر ر

مادة (١): يستبدل الكود المصرى لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات بأجزائه العشر الصادرة بقرار وزير الإسكان والمرافق أرقام ١٩٤، ١٩٥، ١٩٦، ١٩٧، ١٩٨، ١٩٩، ٢٠٠، ٢٠١، ٢٠٢، ٢٠٣ لسنة ١٩٩٥ وذلك بالكود المرفق لهذا القرار بأجزائه العشر والمتضمنة تعديل وتطوير وتعديت الأجزاء الصادرة بالقرارات الوزارية المشار إليها .

مادة (٢): تلتزم الجهات المعنية والمذكورة فى القانون رقم ٦ لسنة ١٩٦٤ بتنفيذ ما جاء بهذا الكود .

مادة (٣): تتولى اللجنة الدائمة للكود المصرى لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات اقتراح التعديلات التى تراها لازمة بهدف التحديث كلما دعت الحاجة لذلك . وتعتبر التعديلات بعد إصدارها جزءا لا يتجزأ من الكود .

مادة (٤): يتولى مركز بحوث الإسكان والبناء المشار إليه العمل على نشر ما جاء بهذا الكود والتعريف به والتكريب عليه .

مادة (٥): ينشر هذا القرار فى الوقائع المصرية ويعتبر نافذا من تاريخ النشر .

وزير الإسكان والمرافق والجمعيات العمرانية

استاذ دكتور مهندس / محمد إبراهيم سليمان

### ٣ الأساسات الضحلة

#### ١/٣ مقدمة

يهدف هذا الجزء من الكود الخاص بالأساسات الضحلة shallow foundations إلى إعطاء أسس موحدة للمتطلبات الأساسية الواجب دراستها عند تصميم هذه الأساسات بغرض توفير الأداء الأمثل والاقتصادي لهذه الأساسات عند تنفيذها وتحقيق الأمان الكافي للمنشآت المقامة عليها. ويقدم هذا الجزء تعريف للأساسات الضحلة وتحديد لمتطلبات الأمان اللازمة للتصميم والاعتبارات العامة الواجب مراعاتها عند حساب القوى المؤثرة على الأساس مع تمييز حالات التحميل المختلفة.

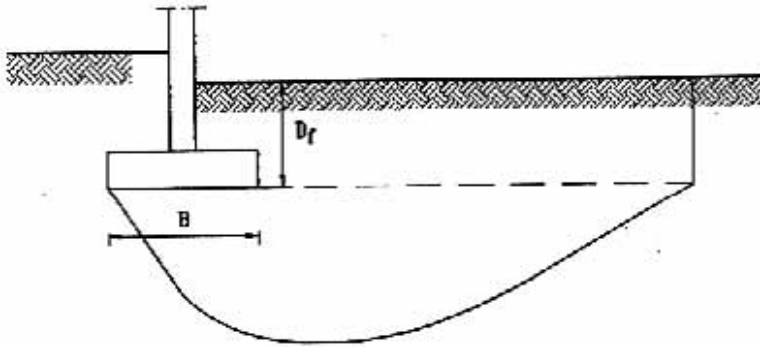
ويستعرض هذا الجزء الطرق المختلفة لتحديد قدرة التحمل القصوى hearing capacity للتربة مع تحديد معامل الأمان الواجب استخدامه في حالات التحميل المختلفة. وبين كذلك طرق حساب الهبوط settlement المتوقع للأساسات الضحلة الناتج عن الاجهادات الإضافية المتولدة داخل التربة. كما يوضح أيضا الطرق المختلفة لحساب توزيع ضغط التلامس contact pressure مع مراعاة شروط الاتزان والتوافق بين التغيير في الشكل deformations للتربة والأساس. كذلك يتضمن هذا الجزء الاحتياطات الضرورية الواجب اتباعها لحماية الأساسات الضحلة.

#### ٢/٣ صوميات

#### ١/٢/٣ تعريفات

يعتبر الأساس ضحلا إذا لم تدخل مقاومة القص shearing resistance للتربة فوق منسوب التأسيس في حساب قدره تحمل التربة ( شكل رقم ٣ - ١ ) .  
والأساسات الضحلة هي القواعد المنفصلة isolated footings والقواعد المشتركة combined والاساسات الشريطية المستمرة continuous strip والبشة raft ويوضح شكل رقم (٣ - ٢) بعض أنواع الأساسات الضحلة المختلفة.

يمكن استخدام الأساسات الضحلة عند وجود طبقة من التربة ذات قدرة تحمل مناسبة قريبة من سطح الأرض ، مع عدم وجود طبقات عالية الانضغاط على أعماق قريبة من منسوب التأسيس حتى يكون الهبوط المحسوب للأساس في حدود المسموح به.



شكل (١-٣) تعريف الأساسات الضحلة

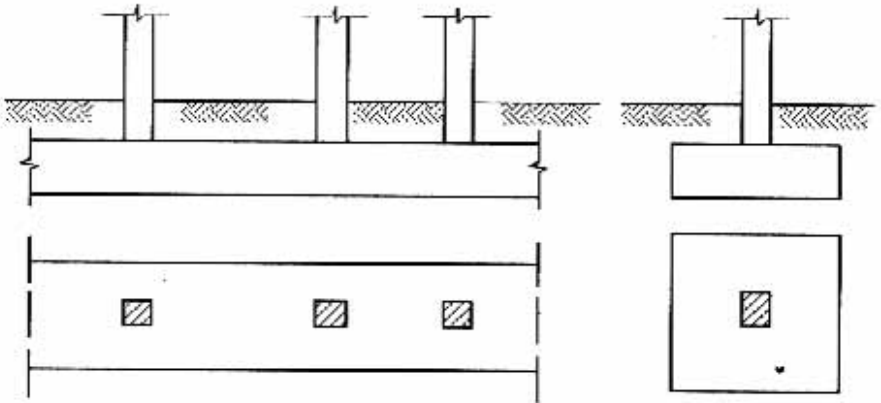
### ٢/٢/٣ متطلبات التصميم

يتطلب تصميم الأساسات الضحلة حساب كل من قدرة التحمل والهبوط للتربة التأسيس. ونظرا لصعوبة الربط بين هذين المطلبين حسابيا فيحسب كل منهما على حده. وفي حالة الأساسات ذات الأبعاد الكبيرة يكون الهبوط في الغالب هو العامل الحاكم. ويوضح الشكل رقم (٣-٣) العلاقة بين الإجهاد stress المسموح به على التربة وعرض الأساس لكل من الهبوط والهبوط المتفاوت differential settlement و قدرة التحمل. ففي حالة ثبات معامل الأمان من فشل failure التربة فإن الإجهاد المسموح به يزداد بزيادة مساحة الأساس. بينما في حالة ثبات الهبوط المسموح به، فإن مقدار الإجهاد يقل بزيادة مساحة الأساس. وعلى العموم فإن الحمل المؤثر على الأساس يزداد بزيادة مساحة الأساس لتحقيق كل من مطلبى قدرة التحمل والهبوط شكل رقم (٤-٣).

### ٣/٢/٣ القوى المؤثرة على الأساس

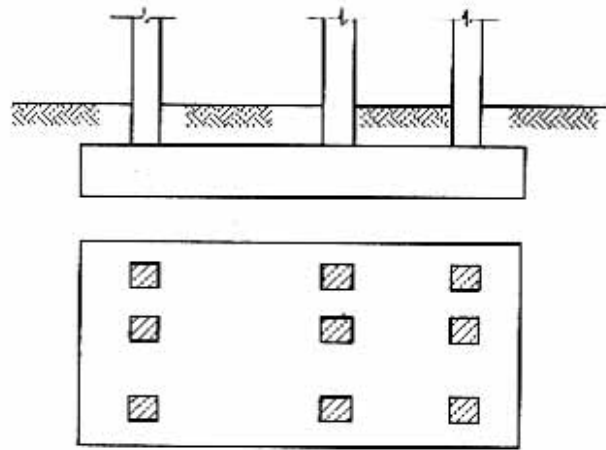
يتم حساب أقصى قيمة لمحصلة القوى المؤثرة عند منسوب التأسيس وذلك لأسوأ حالات التحميل الناتجة من المنشأ ووزن الأساس وضغط التربة وضغط الماء والرياح والزلازل... الخ (أنظر البند ٤/٢/٣).

ويجوز أخذ المركبة الرأسية للضغط الجانبي الفعال للتربة في حساب الأحمال. وفيما يخص الضغط الجانبي المقاوم للتربة فيمكن أخذه في الاعتبار إذا كانت الحركة الجانبية اللازمة لتولد



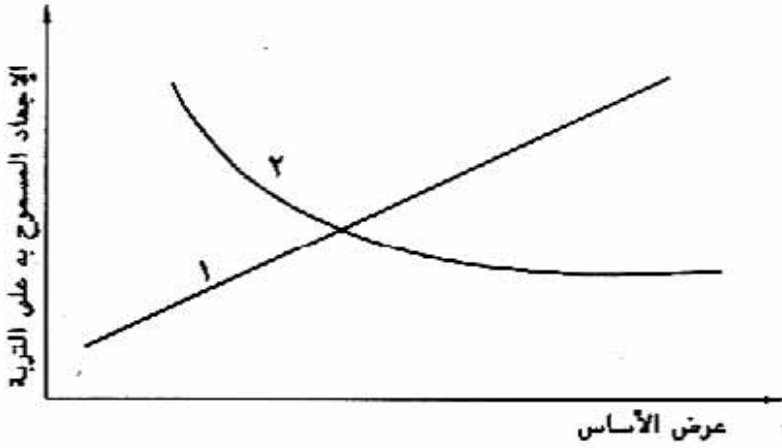
أساس مستقر ( شريطي )  
strip foundation

أساس منفصل  
isolated footing



أساس لبشة  
raft foundation

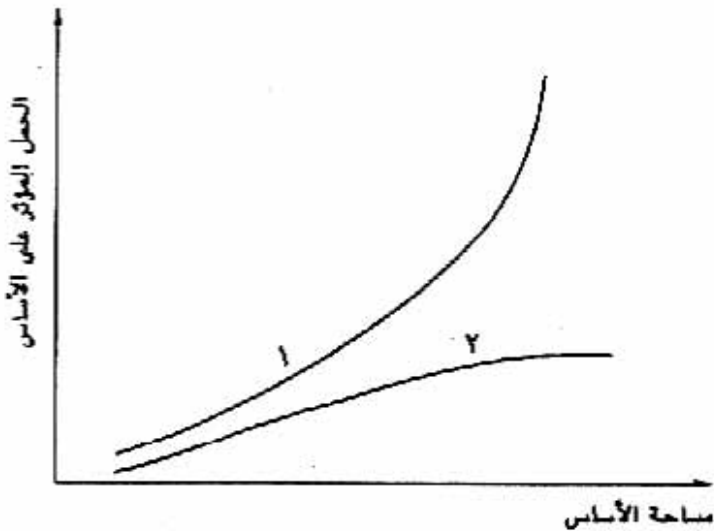
شكل (٢-٣) بعض أنواع الأساسات الضخمة



شكل (٣-٣) العلاقة بين الإجهاد المسموح به وعرض الأساس

(١) لمعامل أمان معين من فشل تربة الأساس

(٢) لمقدار معين من الهبوط



شكل (٤-٣) العلاقة بين الحمل المؤثر على الأساس ومساحة الأساس

(١) لمعامل أمان معين من فشل تربة الأساس

(٢) لمقدار معين من الهبوط

هذا الضغط لا تسبب أى ضرر على المنشأ. ويوصى باستعمال نصف قيمة ضغط التربة المقاوم لتقليل الحركة الجانبية.

وفى جميع الحالات يجب التأكد من عدم إزالة التربة المسببة لهذا الضغط الجانبى المقاوم طوال عمر المنشأ. (انظر الشكل (٣-١٣) وكذلك الجدول رقم (٣-١) ) .

#### ٤/٢/٣ حالات التحميل

تقسم حالات التحميل المختلفة إلى ثلاث حالات وفقا لاحتمالات حدوثها ومدة تأثيرها ومعدل تكرارها ويتم تحديد معامل الأمان لهذه الحالات على النحو الموضح فيما بعد فى البند (٦/٢/٣). حالة التحميل رقم (١): تشمل كل الأحمال الدائمة المؤثرة على الأساس الناتجة من الاستعمال اليومي العادي للمنشأ مثل وزن المنشأ نفسه (الحمل الميت) والحمل الحى وضغط الماء وضغط التربة والأحمال المتحركة بصورة منتظمة... إلخ.

حالة التحميل رقم (٢): تشمل الأحمال غير الدائمة المؤثرة على الأساس مثل ضغط الرياح والأحمال المتحركة... إلخ سواء أثناء مرحلة الإنشاء أو خلال العمر الافتراضى للمنشأ وذلك بالإضافة إلى الأحمال المذكورة فى حالة التحميل رقم (١) .

حالة التحميل رقم (٣): تشمل الأحمال النادرة الحدوث التى تنجم عن حوادث التشغيل والزلازل والكوارث الطبيعية وذلك بالإضافة إلى حالة التحميل رقم (٢). وتطبق حالة التحميل رقم (٣) للمنشآت الهامة وذات الطبيعة الخاصة.

#### ٥/٢/٣ طبيعة وخواص التربة

تحدد الخواص الطبيعية والميكانيكية لطبقات التربة المختلفة عن طريق استكشاف الموقع والتجارب الحقلية والمعملية طبقا للطرق الموضحة فى الجزئين الأول والثانى من هذا الكود.

#### ٦/٢/٣ متطلبات الأمان اللازمة للتصميم

##### ١/٦/٢/٣ العمق الأدنى لمنسوب التأسيس

يجب ألا يقل عمق التأسيس عن ٠,٨ مترا تحت منسوب سطح الأرض النهائى الدائم حول الأساس وذلك لضمان عدم تأثر التربة عند منسوب التأسيس بالعوامل الجوية. ويمكن أن يقل هذا العمق فى حالات التربة الصخرية السليمة والمباني المؤقتة أو الصغيرة مثل الاكتشاك وبوابات الحراسة... إلخ . ويراعى زيادة عمق التأسيس لحماية الأساسات من الزيادة الحجمية للتربة



والناجمة عن انخفاض درجة الحرارة تحت الصفر في المناطق الجبلية أو نتيجة أى عامل خارجي آخر.

### ٢/٦/٢/٣ الأمان من الانقلاب

يتحقق الأمان من الانقلاب overturning للأساسات الضحلة بالاحتفاظ بالمساحة الكلية لقاعدة الأساس أو جزء منها تحت إجهادات الضغط بفرض أن أحمال الأساس ينتج عنها توزيعاً خطياً للاجهادات على التربة عند منسوب التأسيس كالأتي:

في حالة تعرض الأساس لأحمال الميتة فقط ، يجب أن تقع محصلة القوى المؤثرة عند منسوب التأسيس في قلب مساحة الأساس core كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٥). أما في حالة تعرض الأساس لأحمال ميتة وحيه معاً ، فمن الجائز السماح لجزء من المساحة الكلية للأساس بنقل إجهادات الضغط إلى التربة. ويجب ألا تقل مساحة هذا الجزء عن ٥٠% من المساحة الكلية في حالات الأساس المتماثل. ويجب مراعاة أن التربة لا تتحمل إجهادات شد. وتكون حدود هذا الجزء من مساحة الأساس محصورة بين حواف الأساس وخط مستقيم يمر بالمركز الهندسي لشكل الأساس centroid كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٦). ولاستيفاء هذا الشرط يجب أن تقع نقطة تأثير محصلة القوى المؤثرة على الأساس في حدود المساحات المهيمنة بالشكل رقم (٣-٧). ويمكن تحديد هذه المساحات في حالتى المستطيل والدائرة بالمعادلتين الآتيتين:

في حالة الأساسات المستطيلة

$$\left(\frac{x_c}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{y_c}{b_y}\right)^2 = \frac{1}{9} \quad (1-3)$$

في حالة الأساسات الدائرية

$$\frac{r_c}{r} = 0.59 \quad (2-3)$$

حيث:

$x_c, y_c$  إحداثيات حد المساحة التي يجب أن تقع بداخلها نقطة تأثير محصلة القوى (بالمتر)

$b_x, b_y$  أبعاد مساحة الأساس المستطيل في اتجاهي  $x, y$  (بالمتر)

$r_c$  نصف قطر المساحة والتي يجب أن تقع بداخلها نقطة تأثير

(بالمتر)

محصلة القوى

(بالمتر)

$r$  نصف قطر الأساس الدائري

ويجب إعطاء أهمية خاصة للأمان من الانقلاب في حالة الأساسات التي يمكن أن يؤدي أى تغيير طفيف في الأحمال إلى ترحيل eccentricity كبير في نقطة تأثير محصلة القوى المؤثرة على الأساس كما في حالة أساسات المنشآت الكابولية المزدوجة double cantilever أو الحوائط الساندة شكل رقم (٣-٨) . وفي مثل هذه المنشآت يجب مراعاة النقطة التامة في حساب الأحمال المؤثرة عليها.

٣/٦/٢/٣ الأمان من التعويم

في حالات تعرض الأساسات لقوى دفع المياه الى أعلى (شكل رقم ٣-٩)، يحدد معامل الأمان من التعويم bouancy من العلاقة التالية:

$$F_u = \frac{Q}{U} \quad (٣-٣)$$

حيث:

$F_u$  معامل الأمان من التعويم

(كيلو نيوتن)

$Q$  الحمل الرأسى الكلى المؤثر إلى أسفل عند منسوب التأسيس

(كيلو نيوتن)

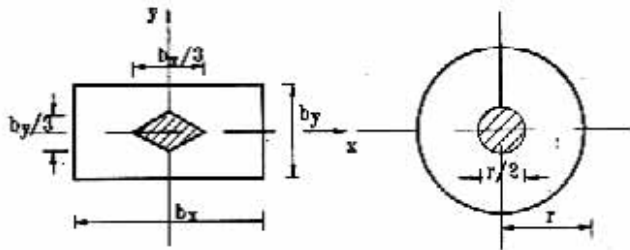
$U$  قوى الدفع الكلية المؤثرة إلى أعلى عند منسوب التأسيس

ويجب ألا يقل معامل الأمان من التعويم عن القيم المبينة في الجدول رقم (٣-١)

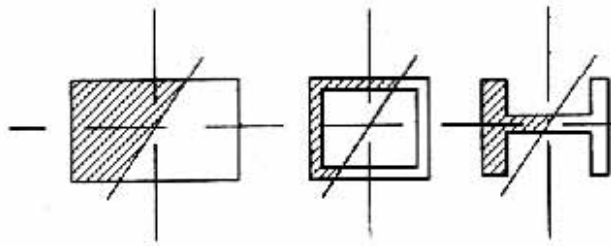
جدول رقم (٣-١) معامل الأمان من التعويم

حالات التحميل*	١	٢	٣
معامل الامان	١,٣	١,٢	١,١

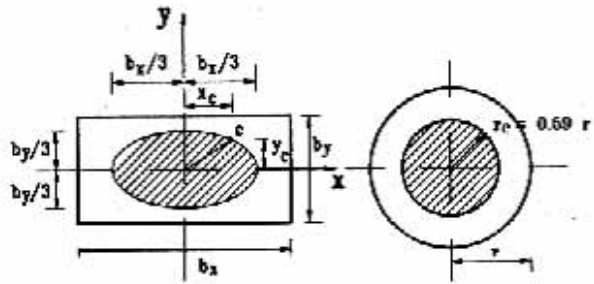
\* أنظر بند رقم (٤/٢/٣)



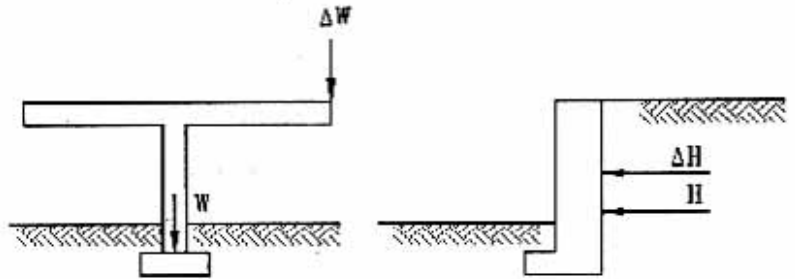
شكل (٣-٥) قلب الأساسات المستطيلة و الدائرية



شكل (٣-٦) الأجزاء الدنيا من مساحة الأساسات التي تعمل في نقل الأحمال للتربة

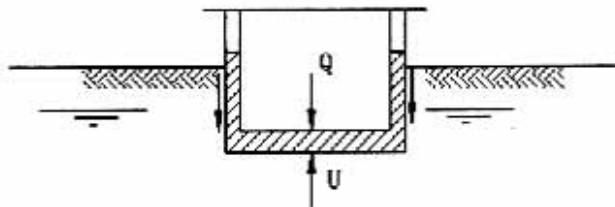


شكل (٣-٧) موقع تأثير محصلات القوى للأساسات المستطيلة و الدائرية لتحقيق الأمان من الانقلاب



شكل (٣-٨) أساسات حساسة للانقلاب

وإذا اخذ في الاعتبار قيم مقاومة القص بين التربة وجوانب الأساس كقيمة إضافية للقوى الرأسية المؤثرة إلى اسفل فيجب أن تزداد القيم المذكورة سابقاً لمعامل الأمان من التعويم بمقدار ٠,٢ وفي هذه الحالة يجب التأكد من عدم إزالة التربة طوال عمر المنشأ.



شكل (٣-٩) أساسات حساسة للتعويم

٤/٦/٢/٣ الأمان من الانزلاق

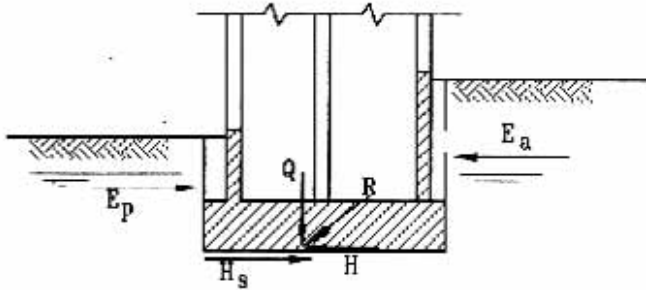
يمكن حدوث الانزلاق sliding في حالة تعرض الأساسات لأحمال جانبية كبيرة مع صغر عمق الأساس المدفون تحت سطح الأرض بالإضافة إلى صغر قيمة مقاومة القص للتربة الملامسة للأساس ويعرف معامل الأمان من الانزلاق طبقاً لشكل رقم (٣-١٠) على النحو التالي:

$$F_s = \frac{H_s + E_p}{E_g + H} = \frac{\text{مجموع القوى المقاومة للإنزلاق}}{\text{مجموع القوى المسببة للإنزلاق}} \quad (٤-٣)$$

حيث:

معامل الأمان من الانزلاق  $F_s$

(كيلو نيوتن)	قوة مقاومة القص عند قاعدة الأساس	$H_s$
(كيلو نيوتن)	القوة الأفقية المنقولة من المنشأ عند قاعدة الأساس	$H$
(كيلو نيوتن)	قوة ضغط التربة المقاوم (أنظر البند ٣/٢/٣)	$E_p$
(كيلو نيوتن)	قوة ضغط التربة الفعال	$E_a$



شكل (١٠ - ٣) الأمان من الانزلاق

ويتم حساب قوة مقاومة القص ( $H_s$ ) كالآتي:

$$H_s = Q \tan \delta + Ac_w \quad (٥-٣)$$

في حالة التربة غير المتماسكة cohesionless يمكن إهمال الجزء ( $Ac_w$ ) من المعادلة.

وفي حالة التربة المتماسكة cohesive يمكن إهمال الجزء ( $Q \tan \delta$ ) من المعادلة.

حيث:

(درجة)	$\delta = 2/3 \phi$	زاوية الاحتكاك بين الأساس والتربة وتؤخذ	$\delta$
(درجة)	Angle of shearing resistance	زاوية مقاومة القص	$\phi$
		مقاومة الإلتصاق adhesion بين التربة والأساس. في حالة الطين الضعيف والمتوسط التماسك تؤخذ ( $c_w = c_u$ ) وفي حالة الطين المتماسك وشديد التماسك والصلد تؤخذ ( $c_w = 1/2 c_u$ )	$c_w$
(كيلو نيوتن/م <sup>٢</sup> )		مقاومة التماسك cohesion لتربة في الحالة غير المصرفة	$c_u$
(متر مربع)		مساحة الأساس المعرض للضغط	$A$

٥ محصلة القوى الرأسية المؤثرة عند منسوب الأساس بما فيها ضغط الماء عند القاعدة (إذا وجد). (كيلو نيوتن)

وفي جميع الحالات، يجب ألا يقل معامل الأمان من الانزلاق عن القيم المبينة في الجدول رقم (٢-٣) لحالات التحميل المناظرة.

جدول رقم (٢-٣) معامل الأمان من الإزلاق

حالات التحميل*	١	٢	٣
معامل الأمان	١,٥	١,٣	١,١٥

\* انظر بند رقم (٤/٢/٣)

٥/٦/٢/٣ الأمان من فشل التربة

يمكن تعريف معامل الأمان من فشل التربة على النحو التالي (انظر شكل رقم ٣-١١) :

$$F_b = \frac{R_b}{R} \quad (٦-٣)$$

حيث:

$F_b$  معامل الأمان من فشل التربة.

$R_b$  قوة التحمل القصوى للتربة عند منسوب التأسيس. (كيلو نيوتن)

انظر بند (٣/٣) شكل رقم (٣-١٩)

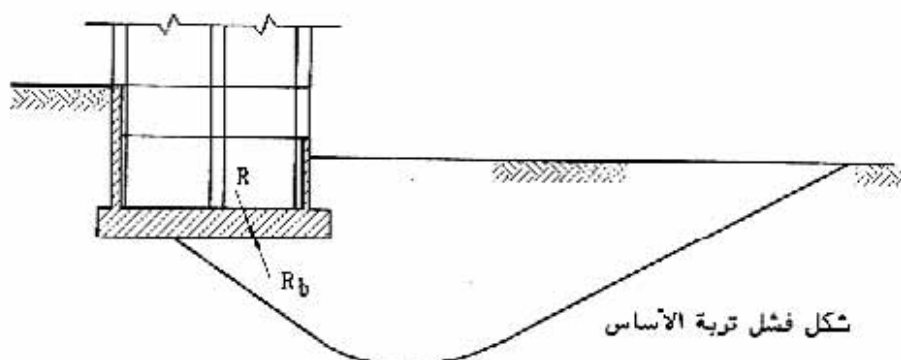
$R$  محصلة القوى المؤثرة عند منسوب التأسيس. (كيلو نيوتن)

ويجب ألا يقل معامل الأمان من فشل التربة عن القيم المبينة في الجدول رقم (٣-٣).

جدول رقم (٣-٣) معامل الأمان من فشل التربة

حالات التحميل*	١	٢	٣
معامل الأمان من فشل التربة	٢,٥	٢,٠	١,٨

\* انظر بند رقم (٤/٢/٣)



شكل (٣-١١) فشل التربة وقدرة التحمل القصوى

### ٦/٦/٢/٣ الأمان من الهبوط الزائد والهبوط المتفاوت

يحدث هبوط الأساس نتيجة لانتقال الأحمال إلى التربة. وعموما لا يسبب الهبوط المتساوي للأساسات أى أضرار بالمنشأ فيما يتعلق بسلامته حيث لا تنتج عنه أى شروخ أو تصدعات بالمبنى. أما إذا كان الهبوط المتساوي كبيرا فقد يؤثر ذلك على سلامة وصلات المياه والمجارى وحسن أداء وظيفة المنشأ... الخ. وينشأ الهبوط المتفاوت عموما نتيجة لاختلاف الأحمال المؤثرة على الأجزاء المختلفة للأساس أو نتيجة لاختلاف أعماق أو أبعاد أو أشكال الأساس وكذلك لاختلاف خواص التربة تحت المنشأ خاصة فيما يتعلق بقابليتها للإنضغاط. وفيما يلي بعض التوصيات الواجب إتخاذها للحد سواء من قيمة الهبوط الكلى أو الهبوط المتفاوت للأساسات الضحلة.

### ٦/٦/٢/٣ (أ) الهبوط الكلى

يجب ألا تتجاوز قيم أقصى هبوط كلى total settlement للأساسات الضحلة القيم المذكورة فى الجدول رقم (٣-٤).

جدول رقم (٣-٤) أقصى هبوط كلى مسموح به

للمنشأ المرتكز على أساسات ضحلة

نوع تربة التأسيس	أقصى هبوط (مم) *
تربة طينية	١٥٠-١٠٠
تربة رملية	١٠٠-٧٠

\*تؤخذ القيم الأكبر للمباني الأكثر جساءة

من المعلوم أن عدم تجاوز قيم الهبوط الكلى المذكورة في الجدول السابق من شأنه أن الهبوط المتفاوت لا يؤدي إلى حدوث أى أضرار بالمنشأ بشرط تركز احمال الأساس مع مركز نقله وتجانس تربة التأسيس أسفله. وفي مناطق الطين الضعيف جداً يمكن السماح بقيم هبوط أكبر مما هو مذكور في الجدول السابق بشرط ضمان عدم فشل التربة وأن تكون المنشآت جاسنة وأحمالها متركزة مع مركز ثقل الأساس وألا يتسبب الهبوط المنتظم في حدوث أضرار تؤثر على سلامة المبنى وكفاءته وكذلك توصيلات المياه والصرف الصحي وماشابه.

### ٦/٦/٢/٣ (ب) الهبوط المتفاوت

يوضح الجدول رقم (٣-٥) قيم الهبوط المتفاوت differential settlement المسموح به بدلالة زاوية الدوران وذلك للمنشآت المختلفة (زاوية الدوران تساوى الهبوط المتفاوت بين عمودين على سبيل المثال مقسوماً على المسافة بين هذين العمودين). وفي حالة التقدير المبني للهبوط المتفاوت يمكن أخذه مساوياً لـ ٥٠% من قيمة أقصى هبوط كلى وذلك سواء في التربة الطينية أو الرملية.

وفيما يتعلق بطرق حساب هبوط المنشآت الضحلة يرجع إلى البند رقم (٤/٣).

### جدول رقم (٣-٥) الهبوط المتفاوت المسموح به للمنشآت

الهبوط بدلالة ظل زاوية الدوران	تصنيف الحالة
٧٥٠ : ١	الحد المتوقع عنده وجود مشاكل للماكينات الحساسة للهبوط المتفاوت .
٦٠٠ : ١	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ في الإطارات من الخرسانة المسلحة غير المحددة استاتيكيًا .
٥٠٠ : ١	الحد المطلوب للمنشآت العادية المراد خلها من أية شروخ بالحوائط على وجه العموم
٣٠٠ : ١	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ بالحوائط في المباني الهيكلية وصعوبات في المنشآت المحتوية على أوتاش . والحد الذى يمكن عنده ملاحظة ميل المباني العالية بالعين المجردة
١٥٠ : ١	الحد المتوقع عنده حدوث شروخ كبيرة في حوائط المباني الهيكلية أو الحد المتوقع عنده حدوث شروخ في الحوائط الحاملة من الطوب الأحمر أو الحجر أو الحد الذى يحدث عنده أضرار في هيكل المنشأ .



### ٧/٦/٢/٣ المقاسات التي تكفل الأمان للأساس (تشانيا

يجب تصميم أى أساس ليتحمل الإجهادات الناتجة عن القوى المؤثرة عليه بما فى ذلك ضغط التلامس. ويتم تصميم الأساس تبعاً لهذه القوى طبقاً للكودات المختلفة التى تحكم تصميم مواد البناء المختلفة. ويرجع إلى البند (٥/٣) لمعرفة طرق حساب توزيع ضغط التلامس.

### ٣/٣ قدرة تحمل الأساسات الضحلة

#### ١/٣/٣ مقدمة

يتناول هذا الباب كيفية حساب قدرة التحمل القصوى ultimate bearing capacity للأساسات الضحلة سواء كانت قواعد منفصلة أو مستمرة أو لبشة لأنواع التحميل المختلفة. كما يوضح هذا الباب علاقة توزيع ضغط التلامس بقدرة التحمل القصوى لهذه الأساسات.

ويهدف هذا الباب إلى إعطاء أسس موحدة لحساب قدرة التحمل القصوى للأساسات الضحلة ومعامل الأمان الواجب استخدامه فى حالات التحميل المختلفة. كما يستعرض هذا الباب الطرق المختلفة المستخدمة فى حساب الأجهاد الأقصى الذى تتحمله التربة عند منسوب التأسيس، وطرق تحديد قدرة التحمل باستخدام نتائج الاختبارات الحقلية، وكذلك قدرة تحمل الصخور.

### ٢/٣/٣ تعريف فشل تربة التأسيس

يحدث فشل لتربة التأسيس نتيجة أحمال الأساسات فى أى من الحالتين التاليتين:

- (أ) إذا وصلت إجهادات القص على طول أسطح الانزلاق المنحنية لقيمة مقاومة التربة للقص. وتتحدد أسطح الانزلاق المنحنية (شكل رقم ٣-١٢-أ) تبعاً لنظريات اللدونة.
- (ب) إذا تحركت التربة اسفل وعند جوانب الأساس بدون أن يتكون سطح محدد للانزلاق (شكل رقم ٣-١٢-ب).

وفى الحالتين يزيد هبوط الأساس لأسفل بمعدل كبير بزيادة الحمل كما هو مبين على منحنيات الحمل-الهبوط بالشكل رقم (٣-١٢).

وتحسب قدرة التحمل القصوى فى الحالتين (أ)، (ب) باستخدام نظريات اللدونة وبافتراض حدوث سطح انزلاق كما هو موضح بالشكل رقم (٣-١٢-أ) ولكن فى الحالة (ب) غالباً ما يكون

### ٧/٦/٢/٣ المقاسات التي تكفل الأمان للأساس (تشانيا

يجب تصميم أى أساس ليتحمل الإجهادات الناتجة عن القوى المؤثرة عليه بما فى ذلك ضغط التلامس. ويتم تصميم الأساس تبعاً لهذه القوى طبقاً للكودات المختلفة التى تحكم تصميم مواد البناء المختلفة. ويرجع إلى البند (٥/٣) لمعرفة طرق حساب توزيع ضغط التلامس.

### ٣/٣ قدرة تحمل الأساسات الضحلة

#### ١/٣/٣ مقدمة

يتناول هذا الباب كيفية حساب قدرة التحمل القصوى ultimate bearing capacity للأساسات الضحلة سواء كانت قواعد منفصلة أو مستمرة أو لبشة لأنواع التحميل المختلفة. كما يوضح هذا الباب علاقة توزيع ضغط التلامس بقدرة التحمل القصوى لهذه الأساسات.

ويهدف هذا الباب إلى إعطاء أسس موحدة لحساب قدرة التحمل القصوى للأساسات الضحلة ومعامل الأمان الواجب استخدامه فى حالات التحميل المختلفة. كما يستعرض هذا الباب الطرق المختلفة المستخدمة فى حساب الأجهاد الأقصى الذى تتحمله التربة عند منسوب التأسيس، وطرق تحديد قدرة التحمل باستخدام نتائج الاختبارات الحقلية، وكذلك قدرة تحمل الصخور.

### ٢/٣/٣ تعريف فشل تربة التأسيس

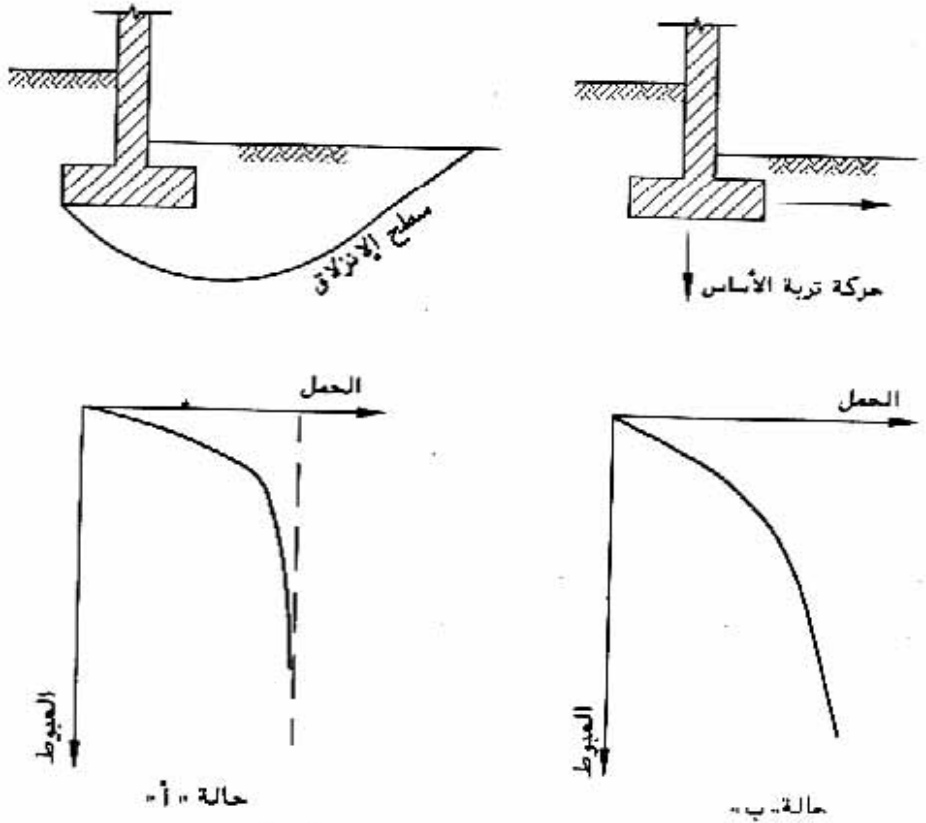
يحدث فشل لتربة التأسيس نتيجة أحمال الأساسات فى أى من الحالتين التاليتين:

- (أ) إذا وصلت إجهادات القص على طول أسطح الانزلاق المنحنية لقيمة مقاومة التربة للقص. وتتحدد أسطح الانزلاق المنحنية (شكل رقم ٣-١٢-أ) تبعاً لنظريات اللدونة.
- (ب) إذا تحركت التربة اسفل وعند جوانب الأساس بدون أن يتكون سطح محدد للانزلاق (شكل رقم ٣-١٢-ب).

وفى الحالتين يزيد هبوط الأساس لأسفل بمعدل كبير بزيادة الحمل كما هو مبين على منحنيات الحمل-الهبوط بالشكل رقم (٣-١٢).

وتحسب قدرة التحمل القصوى فى الحالتين (أ)، (ب) باستخدام نظريات اللدونة وبافتراض حدوث سطح انزلاق كما هو موضح بالشكل رقم (٣-١٢-أ) ولكن فى الحالة (ب) غالباً ما يكون

الهبوط هو العامل الحاكم في التصميم. ويجب ملاحظة أن التربة قد تصل إلى قدرة تحملها القصوى ليس فقط بتزايد أحمال الأساس ولكن بعوامل أخرى مثل تناقص مقاومة القص لتربة الأساس ، حفر التربة المجاورة للأساس ، الخ...

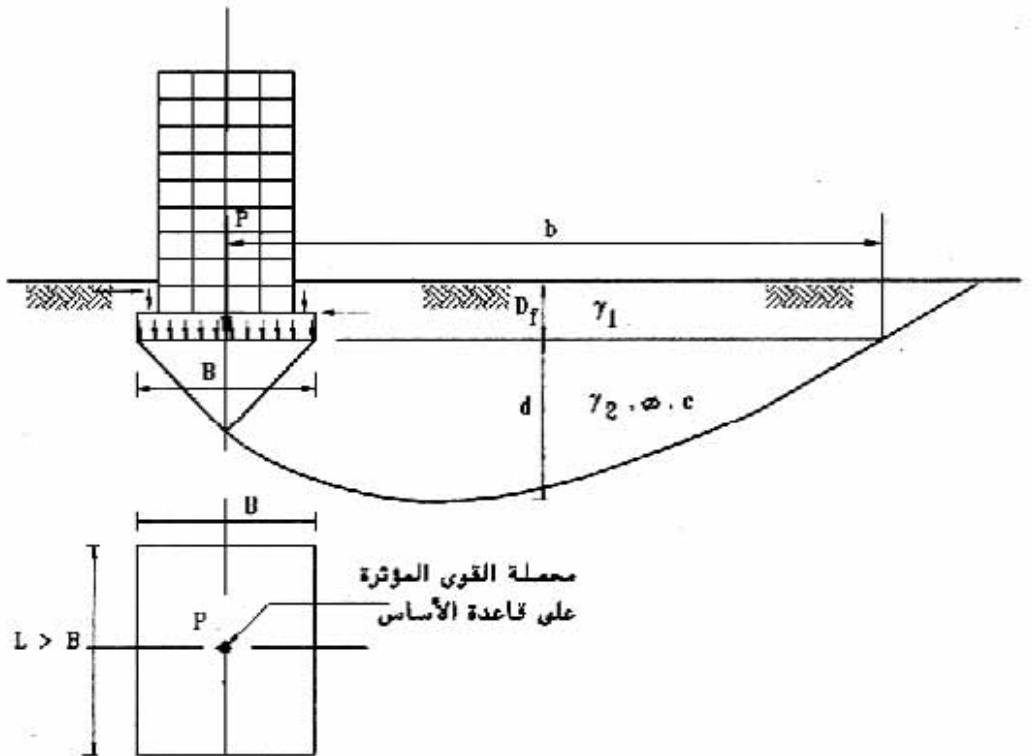


شكل (٣-١٢) تعريف فشل تربة الأساس

٣/٣/٣ البيانات المطلوب توافرها عن الأساس والتربة يجب توافر البيانات الخاصة بالأساس والتربة أسفله وبجانبه كما هو موضح على النحو التالي:

١/٣/٣/٣ البيانات الخاصة بالأساس يجب معرفة أبعاد الأساس (العرض B والطول L وعمق التأسيس  $D_f$ ) وكذلك أقصى امتداد

أفقى  $b$  ورأسى  $d$  كما هو موضح بالشكل رقم (٣-١٣) بالإضافة الى جميع الأحمال المؤثرة عليه. ويتم حساب محصلة القوى المؤثرة عند منسوب التأسيس والنتيجة عن أحمال المنشأ وكذلك وزن الأساس نفسه وضغط المياه على الأساس عند منسوب التأسيس وذلك لأسوأ حالات التحميل. كما يجب حساب أدنى قيمة للأحمال الجانبية المؤثرة خلال العمق المنفون من الأساس.



شكل (٣-١٣) فشل تربة الأساس لأساس محمل مركزيا

٢/٣/٣/٣ البيانات الخاصة بالتربة

يجب استكشاف الموقع site investigation وتحديد خواص التربة التي تؤثر على قدرة تحملها القصوى مثل منسوب المياه الجوفية، مقاومة التربة للقص، الكثافة الطبيعية على النحو الموضح بالجزئين الأول والثانى. ويجب أن يتم ذلك للتربة أسفل وحول الأساس. ويمكن تحديد أبعاد هذه المناطق لأساس محمل مركزيا بدلالة زاوية مقاومة القص

angle of shearing resistance لتربة الأساس على النحو الموضح بالجدول رقم (٦-٣) .

جدول رقم (٦-٣) أبعاد تقريبية لحدود أسطح الانزلاق  
(أنظر الشكل رقم ١٣-٣)

٤٠	٣٥	٣٠	١٥	صفر	$\phi$
٨,٥	٦,٣	٤,٨	٢,٥	١,٥	b / B
٢,٣	١,٩	١,٦	١,٠	٠,٧	d / B

٤/٣/٣ معاملات مقاومة القص

يتم استخدام معاملات مقاومة القص shear strength parameters التي تعطى أقل قيمة لقدرة التحمل لتربة التأسيس كما يلي:

١/٤/٣/٣ في حالة التربة المتماسكة

تعتبر مقاومة القص غير المصرفة drained هي العامل الحاكم في حالة التربة المتماسكة المشبعة عادية التمدد normally consolidated . ويمكن التعبير عن هذه المقاومة بالمعاملين  $c_u$  ،  $\phi_u$  (عادة تساوي صفر لهذه التربة) . أما في حالة التربة ذات التمدد العالي over consolidated فإن مقاومة القص المصرفة drained قد تصبح هي العامل الحاكم ويعبر عنها بالمعاملين  $c'$  ،  $\phi'$  ويتم تحديد المعاملات السابق ذكرها طبقاً لما جاء بالجزء الثاني من هذا الكود والخاص بالاختبارات المعملية. ويمكن الاسترشاد بالقيم المعطاة بالجدول رقم (٧-٣) لمقاومة القص غير المصرفة والتي تم استنباطها من واقع الخبرة العملية.

angle of shearing resistance لتربة الأساس على النحو الموضح بالجدول رقم (٦-٣) .

جدول رقم (٦-٣) أبعاد تقريبية لحدود أسطح الانزلاق  
(أنظر الشكل رقم ١٣-٣)

٤٠	٣٥	٣٠	١٥	صفر	$\phi$
٨,٥	٦,٣	٤,٨	٢,٥	١,٥	b / B
٢,٣	١,٩	١,٦	١,٠	٠,٧	d / B

٤/٣/٣ معاملات مقاومة القص

يتم استخدام معاملات مقاومة القص shear strength parameters التي تعطى أقل قيمة لقدرة التحمل لتربة التأسيس كما يلي:

١/٤/٣/٣ في حالة التربة المتماسكة

تعتبر مقاومة القص غير المصرفة drained هي العامل الحاكم في حالة التربة المتماسكة المشبعة عادية التمدد normally consolidated . ويمكن التعبير عن هذه المقاومة بالمعاملين  $c_u$  ،  $\phi_u$  (عادة تساوي صفر لهذه التربة) . أما في حالة التربة ذات التمدد العالي over consolidated فإن مقاومة القص المصرفة drained قد تصبح هي العامل الحاكم ويعبر عنها بالمعاملين  $c'$  ،  $\phi'$  ويتم تحديد المعاملات السابق ذكرها طبقاً لما جاء بالجزء الثاني من هذا الكود والخاص بالاختبارات المعملية. ويمكن الاسترشاد بالقيم المعطاة بالجدول رقم (٧-٣) لمقاومة القص غير المصرفة والتي تم استنباطها من واقع الخبرة العملية.

جدول رقم (٣-٧) القيم الاسترشادية لمقاومة التماسك غير المصرفة  
للتربة الطينية ( $c_u$ ) \*

مقاومة التماسك $c_u$ *		القوم		اختبار الاختراق القياسي
كجم / $m^2$	ك. نيوتن / $m^2$	$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p}$	الوصف	عدد الدقات (N) / ٣٠ مم
٠,١٢٥ - ٢	١٢,٥ - ٢	٠,٥ - ٠	ضعيف التماسك جدا very Soft	٢ - ٢
٠,٢٥ - ٠,١٢٥	٢٥ - ١٢,٥	٠,٦٢٥ - ٠,٥	ضعيف التماسك Soft	٤ - ٢
٠,٥ - ٠,٢٥	٥٠ - ٢٥	٠,٧٥ - ٠,٦٢٥	متوسط التماسك medium	٨ - ٤
١ - ٠,٥	١٠٠ - ٥٠	١,٠٠ - ٠,٧٥٠	متماسك Stiff	١٥ - ٨
٢ - ١	٢٠٠ - ١٠٠	$(w_s = w) - ١,٠٠$	شديد التماسك جدا very Stiff	٢٠ - ١٥
٢ <	٢٠٠ <	$(w_s > w)$	صلد hard	٢٠ <

$c_u$  \* = ١/٢ مقاومة للضغط الغير محاط ( $q_u$ ) unconfined compressive strength

حيث:

- $I_c$  دليل القوم  
 $w_L$  حد السيولة  
 $w_p$  حد اللدونة  
 $w_s$  حد الانكماش  
 $w$  محتوى الرطوبة الطبيعي

٢/٤/٣/٣ في حالة التربة غير المتماسكة

في هذه الحالة تستخدم مقاومة القص المصروفة، ويؤخذ المعامل  $c'$  = صفر و المعامل  $\phi' = \phi$ . وفي هذه الحالة فإن زاوية مقاومة القص angle of shearing resistance تعتمد على الكثافة النسبية relative density وشكل حبيبات التربة وخواص الاحتكاك بين أسطح الحبيبات. ونظرا لصعوبة الحصول على عينات غير مقلقلة undisturbed من هذه التربة فإنه يصعب تحديد قيمة زاوية مقاومة القص تحديدا دقيقا عن طريق التجارب المعملية ويمكن الرجوع للقيم التالية والمبينه بالجدول رقم (٣-٨) لتقدير قيم زاوية مقاومة القص للتربة غير المتماسكة من نتائج اختبارات الاختراق القياسى الحلقية.

جدول رقم (٣-٨) قيم زاوية مقاومة القص للتربة غير المتماسكة

زاوية مقاومة القص $\phi^\circ$	الكثافة النسبية Relative density		اختبار الاختراق القياسى
	$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$	الوصف	
٢٧ - ٣٠	صفر - ٠,١٥	سائبة جداً very loose	صفر - ٤
٣٠ - ٣٢	٠,١٥ - ٠,٣٥	سائبة loose	٤ - ١٠
٣٢ - ٣٦	٠,٣٥ - ٠,٦٥	متوسطة الكثافة medium	١٠ - ٣٠
٣٦ - ٤٠	٠,٦٥ - ٠,٨٥	كثيفة dense	٣٠ - ٥٠
$٤٠ <$	$٠,٨٥ <$	كثيفة جداً very dense	$٥٠ <$

حيث:

N عدد النقرات من إختبار الإختراق القياسى



$D_r$	الكثافة النسبية
$e$	نسبة الفراغات
$e_{max}$	نسبة الفراغات القصوى
$e_{min}$	نسبة الفراغات الدنيا

### ٥/٣/٣ الطرق النظرية لتحديد قدرة التحمل القصوى

يتضمن هذا الفصل الطرق النظرية التي يمكن استخدامها في تعيين قدرة التحمل القصوى للتربة تحت الأساس. ويمكن الحصول على قدرة التحمل المسموح بها بقسمة قدرة التحمل القصوى على معامل أمان مناسب (أنظر فصل ٦/٣/٣)، مع مراعاة ألا يتعدى هبوط الأساس القيم المسموح بها (أنظر جدول رقم ٣ - ٤).

### ١/٥/٣/٣ الطرق الدقيقة

في بعض الأحيان يتطلب تعيين قدرة تحمل التربة استخدام طرق حسابية دقيقة غالباً ما تكون معقدة، مثل دراسة شكل الهيار التربة باستخدام نظريات اللدونة *plasticity* وفي بعض الحالات الخاصة يجب استشارة خبير في ميكانيكا التربة.

### ٢/٥/٣/٣ الطرق النصف بيائية

تقوم هذه الطريقة على افتراض أشكال مختلفة لسطح الانزلاق عند فشل التربة ويتم تعيين قدرة التحمل القصوى اللازمة لتحقيق شروط اتزان كتلة التربة لكل سطح انزلاق كما هو موضح بالشكل رقم (٣-١٤). ويجب ملاحظة أن سطح الانزلاق عند فشل التربة قد يأخذ شكل منحنى أو خطوط مستقيمة أو قد يتكون من الاثنين معاً. ويمكن الاستعانة بالشكل رقم (٣-١٥) لتحديد أسطح الانزلاق في حالة التربة المتجانسة تبعاً لنظرية برندتل *Prandtl* وذلك في حالة الأساسات المحملة بأحمال رأسية مركزية. وتصمم الأساسات على أقل قيمة لقدرة التحمل تنتج من المحاولات المختلفة.

### ٣/٥/٣/٣ المعادلات الخاصة بتحديد قدرة التحمل القصوى للحالات المختلفة

يتناول هذا البند بالتفصيل الأنماط المختلفة للمعادلات المستخدمة في تعيين قدرة التحمل القصوى لطبقة مثالية من الأرض تحت تأثير حالات عديدة من أنواع التحميل. وهذه المعادلات ماهي في

$D_r$	الكثافة النسبية
$e$	نسبة الفراغات
$e_{max}$	نسبة الفراغات القصوى
$e_{min}$	نسبة الفراغات الدنيا

### ٥/٣/٣ الطرق النظرية لتحديد قدرة التحمل القصوى

يتضمن هذا الفصل الطرق النظرية التي يمكن استخدامها في تعيين قدرة التحمل القصوى للتربة تحت الأساس. ويمكن الحصول على قدرة التحمل المسموح بها بقسمة قدرة التحمل القصوى على معامل أمان مناسب (أنظر فصل ٦/٣/٣)، مع مراعاة ألا يتعدى هبوط الأساس القيم المسموح بها (أنظر جدول رقم ٣ - ٤).

### ١/٥/٣/٣ الطرق الدقيقة

في بعض الأحيان يتطلب تعيين قدرة تحمل التربة استخدام طرق حسابية دقيقة غالباً ما تكون معقدة، مثل دراسة شكل انهيار التربة باستخدام نظريات اللدونة *plasticity* وفي بعض الحالات الخاصة يجب استشارة خبير في ميكانيكا التربة.

### ٢/٥/٣/٣ الطرق النصف بيائية

تقوم هذه الطريقة على افتراض أشكال مختلفة لسطح الانزلاق عند فشل التربة. ويتم تعيين قدرة التحمل القصوى اللازمة لتحقيق شروط اتزان كتلة التربة لكل سطح انزلاق كما هو موضح بالشكل رقم (٣-١٤). ويجب ملاحظة أن سطح الانزلاق عند فشل التربة قد يأخذ شكل منحنى أو خطوط مستقيمة أو قد يتكون من الاثنين معاً. ويمكن الاستعانة بالشكل رقم (٣-١٥) لتحديد أسطح الانزلاق في حالة التربة المتجانسة تبعاً لنظرية برندتل *Prandtl* وذلك في حالة الأساسات المحملة بأحمال رأسية مركزية. وتصمم الأساسات على أقل قيمة لقدرة التحمل تنتج من المحاولات المختلفة.

### ٣/٥/٣/٣ المعادلات الخاصة بتحديد قدرة التحمل القصوى للحالات المختلفة

يتناول هذا البند بالتفصيل الأنماط المختلفة للمعادلات المستخدمة في تعيين قدرة التحمل القصوى لطبقة مثالية من الأرض تحت تأثير حالات عديدة من أنواع التحميل. وهذه المعادلات ماهي في

$D_r$  الكثافة النسبية

$e$  نسبة الفراغات

$e_{max}$  نسبة الفراغات القصوى

$e_{min}$  نسبة الفراغات الدنيا

### ٥/٣/٣ الطرق النظرية لتحديد قدرة التحمل القصوى

يتضمن هذا الفصل الطرق النظرية التي يمكن استخدامها في تعيين قدرة التحمل القصوى للتربة تحت الأساس. ويمكن الحصول على قدرة التحمل المسموح بها بقسمة قدرة التحمل القصوى على معامل أمان مناسب (أنظر فصل ٦/٣/٣)، مع مراعاة ألا يتعدى هبوط الأساس القيم المسموح بها (أنظر جدول رقم ٣ - ٤).

### ١/٥/٣/٣ الطرق الدقيقة

في بعض الأحيان يتطلب تعيين قدرة تحمل التربة استخدام طرق حسابية دقيقة غالباً ما تكون معقدة، مثل دراسة شكل النقيز التربة باستخدام نظريات اللدونة *plasticity* وفي بعض الحالات الخاصة يجب استشارة خبير في ميكانيكا التربة.

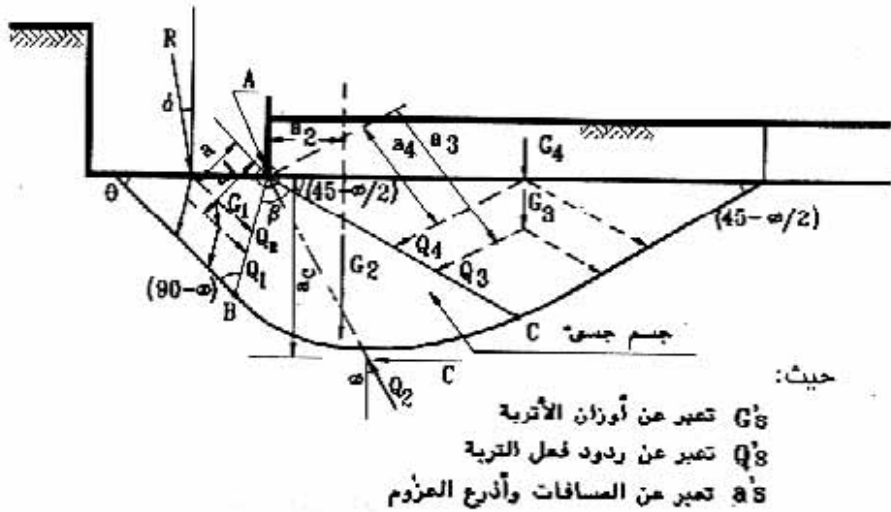
### ٢/٥/٣/٣ الطرق النصف بيائية

تقوم هذه الطريقة على افتراض أشكال مختلفة لسطح الانزلاق عند فشل التربة ويتم تعيين قدرة التحمل القصوى اللازمة لتحقيق شروط اتزان كتلة التربة لكل سطح انزلاق كما هو موضح بالشكل رقم (٣-١٤). ويجب ملاحظة أن سطح الانزلاق عند فشل التربة قد يأخذ شكل منحنى أو خطوط مستقيمة أو قد يتكون من الاثنين معاً. ويمكن الاستعانة بالشكل رقم (٣-١٥) لتحديد أسطح الانزلاق في حالة التربة المتجانسة تبعاً لنظرية برنتل *Prandtl* وذلك في حالة الأساسات المحملة بأحمال رأسية مركزية. وتصمم الأساسات على أقل قيمة لقدرة التحمل تنتج من المحاولات المختلفة.

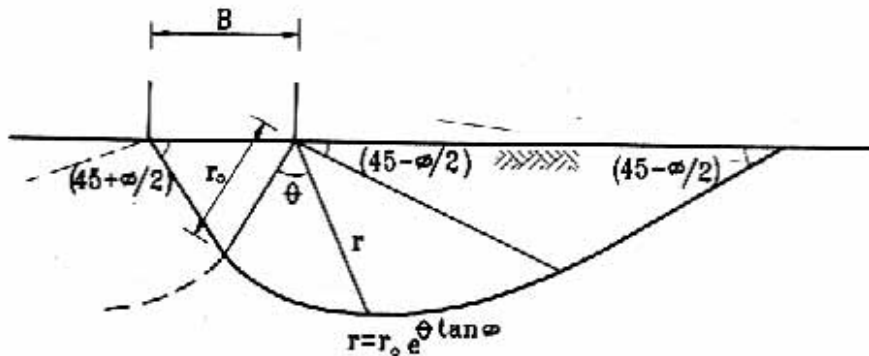
### ٣/٥/٣/٣ المعادلات الخاصة بتحديد قدرة التحمل القصوى للحالات المختلفة

يتناول هذا البند بالتفصيل الأنماط المختلفة للمعادلات المستخدمة في تعيين قدرة التحمل القصوى لطبقة مثالية من الأرض تحت تأثير حالات عديدة من أنواع التحميل. وهذه المعادلات ماهي في

الحقيقة إلا تبسيطا رياضيا للطريقة النصف بيانية. وفي الحالات التي لا تقطعها هذه المعادلات يجب استخدام الطرق النصف بيانية السابق ذكرها و الموضحة بالشكل رقم (٣-١٤) لإتزان العزوم للجزء ABD حول نقطة A.



شكل (٣-١٤) تعيين قدرة التحمل القصوى من خلال حالات الاتزان (الطريقة نصف البيانية)



شكل (٣-١٥) تحديد أسطح الانزلاق في حالة التربة المتجانسة والأساسات المحملة بأحمال رأسية مركزية

٣/٥/٣/٣ (أ) 'حمل رأسي مركزي

يمكن تقدير قدرة التحمل القصوى في هذه الحالة (شكل رقم ٣-١٦) باستخدام المعادلة التالية:

$$q_{ult} = cN_c - \lambda_c + \gamma_1 D_f N_q \lambda_q + \gamma_2 B N_\gamma \lambda_\gamma \quad (٧-٣)$$

حيث:

$q_{ult}$	قدرة التحمل القصوى للتربة.	(ك. نيوتن/م <sup>٢</sup> )
$\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$	معاملات تعتمد على شكل الأساس في المسقط الأفقي (انظر جدول رقم ٣-٩-أ)	
$N_\gamma, N_q, N_c$	معاملات قدرة التحمل وتعتمد على زاوية مقاومة القص ( $\phi$ ) (انظر جدول رقم ٣-٩-ب).	
$c$	قوة تماسك التربة	(ك. نيوتن/م <sup>٢</sup> )
$\gamma_1$	وزن وحدة الحجم للتربة فوق منسوب التأسيس	(ك. نيوتن/م <sup>٣</sup> )
$\gamma_2$	وزن وحدة الحجم للتربة أسفل منسوب التأسيس	(ك. نيوتن/م <sup>٣</sup> )
$D_f$	عمق التأسيس بالمتر. (انظر شكل رقم ٣-١٧)	
$B$	عرض الأساس (البعد الأصغر للمسقط الأفقي للأساس)	(بالمتر)
$L$	طول الأساس	(بالمتر)

ويشترط لاستخدام هذه المعادلة توافر الشرطين الآتيين:

- ١- أن تكون التربة متجانسة إلى عمق لا يقل عن (d) أسفل منسوب التأسيس ( انظر شكل ٣-١٣) وفي حالة التربة غير المتجانسة يمكن الرجوع إلى بند (٣/٥/٣/٣) (و)
- ٢- أن يكون منسوب المياه الجوفية أوطى من (d) أسفل منسوب التأسيس وفي حالة ارتفاع منسوب المياه الجوفية عن هذا المنسوب يمكن الرجوع إلى بند (٣/٥/٣/٣) (ز).

جدول رقم (٣-٩-١) قيم المعاملات  $\lambda_\gamma$ ,  $\lambda_q$ ,  $\lambda_c$  للأساسات الضحلة

$\lambda_\gamma$	$\lambda_q, \lambda_c$	شكل الأساس
1.0	1.0	شريطي
1-0.3B/L	1+0.3B/L	مستطيل
0.7	1.3	مربع أو دائري

جدول رقم (٣-٩-ب) : قيم المعاملات  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  للأساسات الضحلة مقربة إلى اقرب نصف إلى نهاية الأمان

$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$\phi^\circ$
٧,٠	١٤,٠	٢٥,٠	٢٧,٥
١٠,٠	١٨,٠	٣٠,٠	٣٠
١٥,٠	٢٥,٠	٣٧,٠	٣٢,٥
٢٣,٠	٣٣,٠	٤٦,٠	٣٥
٣٤,٠	٤٦,٠	٥٨,٠	٣٧,٥
٥٣,٠	٦٤,٠	٧٥,٠	٤٠,٠
٨٣,٠	٩٢,٠	٩٩,٠	٤٢,٥

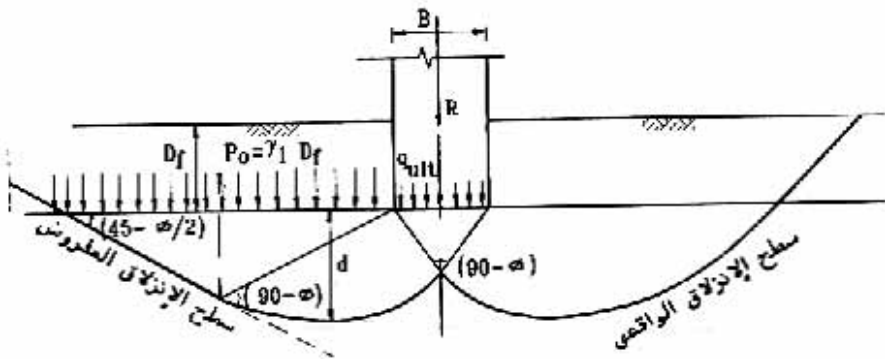
$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$\phi^\circ$
-	١,٠	٥,٠	صفر
-	١,٥	٦,٥	٥
٠,٥	٢,٥	٨,٥	١٠
١,٠	٤,٠	١١,٠	١٥
٢,٠	٦,٥	١٥,٠	٢٠
٣,٠	٨,٠	١٧,٥	٢٢,٥
٤,٥	١٠,٥	٢٠,٥	٢٥,٠

وفيما يلي المعادلات التي تحدد قيم المعاملات  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  في حالة  $\phi$  أكبر من صفر

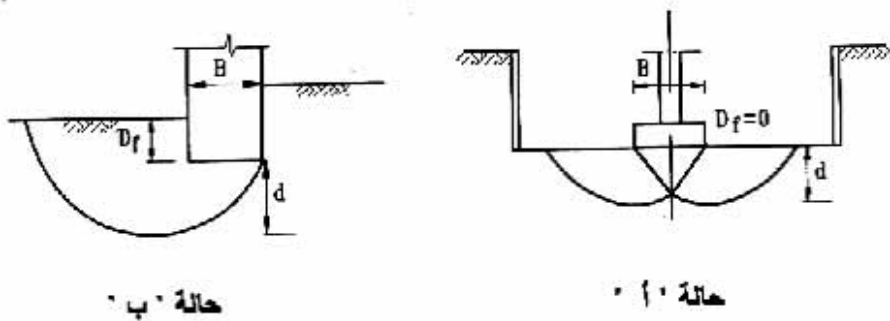
$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan \phi$$



شكل (١٦-٣) حانة حمل رأسى مركزى



شكل (١٧-٣) تعريف عمق التأسيس

٣/٥/٣/٣ (ب) حمل رأسى لا مركزى

عند حساب قدرة التحمل لهذه الحالة eccentric load تستبدل مساحة الأساس الفعلية  $B \times L$

بالمساحة الفعالة  $B' \times L'$  التي يؤثر الحمل في مركزها الهندسي (أنظر الشكل رقم ٣-١٨).  
وتعبر قدرة التحمل القصوى للتربة بالتعويض عن أبعاد الأساس في المعادلة (٣-٧) بالقيم التالية:

$$B' = B - 2e_B$$

$$L' = L - 2e_L$$

حيث:

$e_B$  الترحيل eccentricity في الاتجاه B

$e_L$  الترحيل في الاتجاه L

ويستخدم الجدول رقم (٣-٩) لتعيين قيم المعاملات  $\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$  للمساحة الفعالة  $B', L'$  مع مراعاة أن  $B'$  هو البعد الأصغر للمسقط الأفقي للمساحة الفعالة.

٣/٥/٣/٣ (ج) حمل مائل مركزي

تقل قدرة التحمل القصوى عند زيادة زاوية ميل محصلة الأحمال المؤثرة على الأساس عن الاتجاه الرأسى. وفي حالة ميل محصلة الأحمال في اتجاه البعد الأصغر للمسقط الأفقى للأساس (عرض الأساس B) تستخدم المعادلة التالية لحساب قدرة التحمل القصوى:

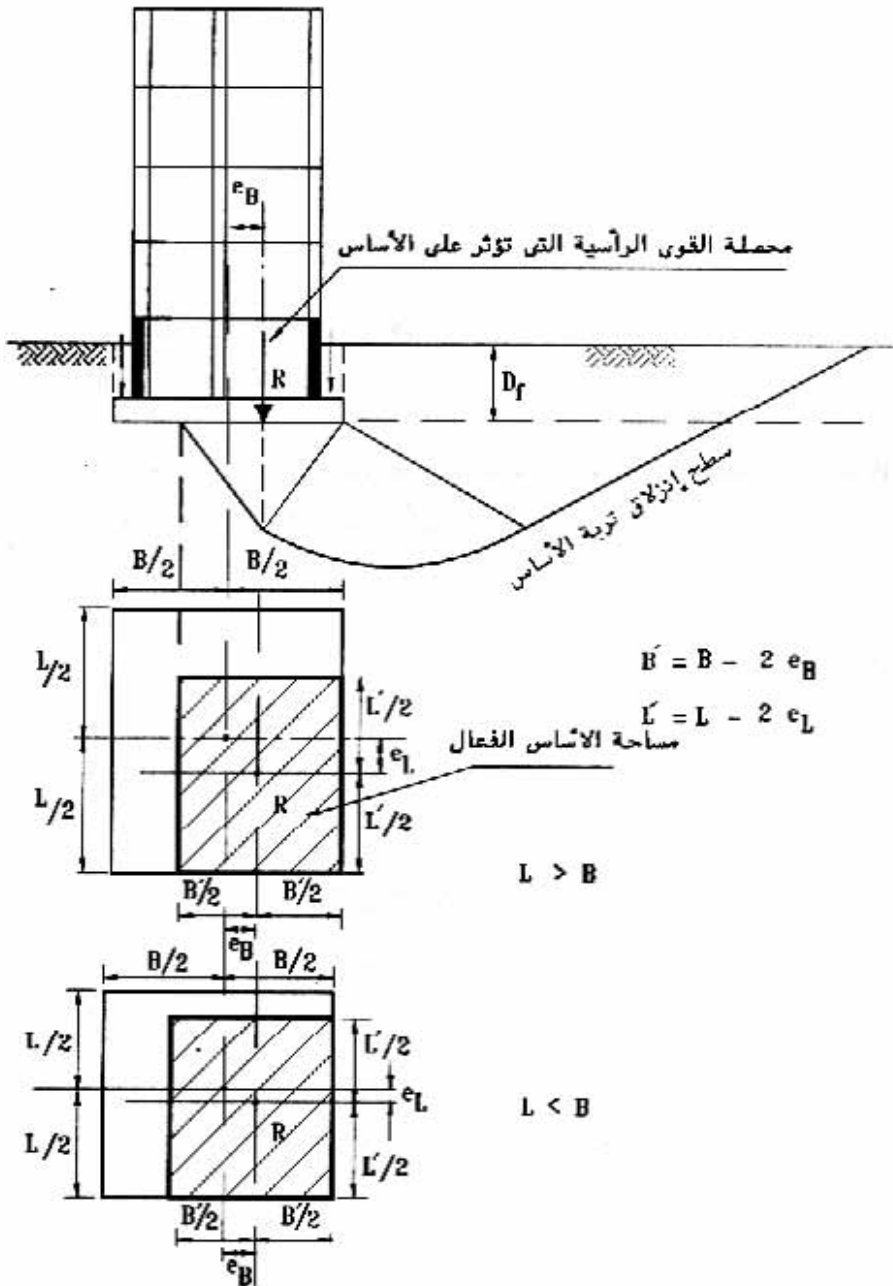
$$q_{ult} = c N_c \lambda_{c1} i_c + \gamma_1 D_f N_q \lambda_{q1} i_q + \gamma_2 B N_\gamma \lambda_{\gamma1} i_\gamma \quad (٣-٨)$$

حيث:

$q_{ult}$  المركبة الرأسية لقدرة التحمل القصوى للتربة. (ك نيوتن/م<sup>٢</sup>)

$i_\gamma, i_q, i_c$  معاملات تعتمد على زاوية ميل الحمل على الاتجاه الرأسى  $\delta$ .





شكل (٣-١٨) أساس محمل بحمل رأسي غير مركزي  
 وشكل فئيل تربة الأساس

وتحسب هذه المعاملات كما يلي:

١- في حالة  $c \neq 0$  ،  $\phi = 0$

$$i_q = 1 \quad , \quad i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H_b}{A \cdot c}}$$

حيث:

$H_b$	المركبة الأفقية لقدرة التحمل القصوى للتربة
$A$	مساحة الأساس
$c$	مقاومة التماسك للتربة

(كيلو نيوتن)

(م<sup>٢</sup>)

(ك. نيوتن / م<sup>٢</sup>)

ويجب اختيار مساحة الأساس من البداية لتحقيق الشرط  $A \cdot c > H_b$  (انظر البند ٤/٦/٢/٣) ويمكن تقدير قيمة  $H_b$  مبدئياً كما هو موضح في نهاية هذا البند.

ب- في حالة  $c \neq 0$  ،  $\phi \neq 0$

$$i_q = \left[ 1 - 0.7 \frac{H_b}{V_b + A \cdot c \cot \phi} \right]^3$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H_b}{V_b + A \cdot c \cot \phi} \right]^3$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

حيث:

$H_b$	المركبة الأفقية لقدرة التحمل القصوى للتربة
$V_b$	المركبة الرأسية لقدرة التحمل القصوى للتربة
$A$	مساحة الأساس
$c$	قوة التماسك للتربة
$\phi$	زاوية مقاومة القص للتربة

(كيلو نيوتن)

(كيلو نيوتن)

(م<sup>٢</sup>)

(ك. نيوتن / م<sup>٢</sup>)

(درجة)

ويمكن تقدير قيم  $H_b$  ،  $V_b$  مبدئياً كما هو موضح في نهاية هذا البند.

ج- في حالة  $c = 0$  ،  $\phi \neq 0$

$$i_q = (1 - 0.7 \tan \delta)^3$$

$$i_r = (1 - \tan \delta)^3$$

ويجب مراعاة أنه في حالة  $\phi \neq 0$  فإن قيم معاملات الميل تتأثر بدرجة كبيرة بقيم الزاوية  $\delta$  .  
ولذلك يلزم توخي الدقة التامة عند حساب قيمة المركبة الأفقية للقوى المؤثرة . كما يجب مراعاة  
أن قيم المركبات الرأسية والأفقية لقدرة التحمل القصوى يلزم معرفتها لتحديد معاملات الميل  
وخاصة في حالة  $c \neq 0$  ،  $\phi \neq 0$  ويمكن تحديد قيم مبدئية لهذه المركبات بفرض معامل أمان من  
فشل التربة كما يلي:

$$H_b = F_b H , V_b = F_b V$$

حيث:

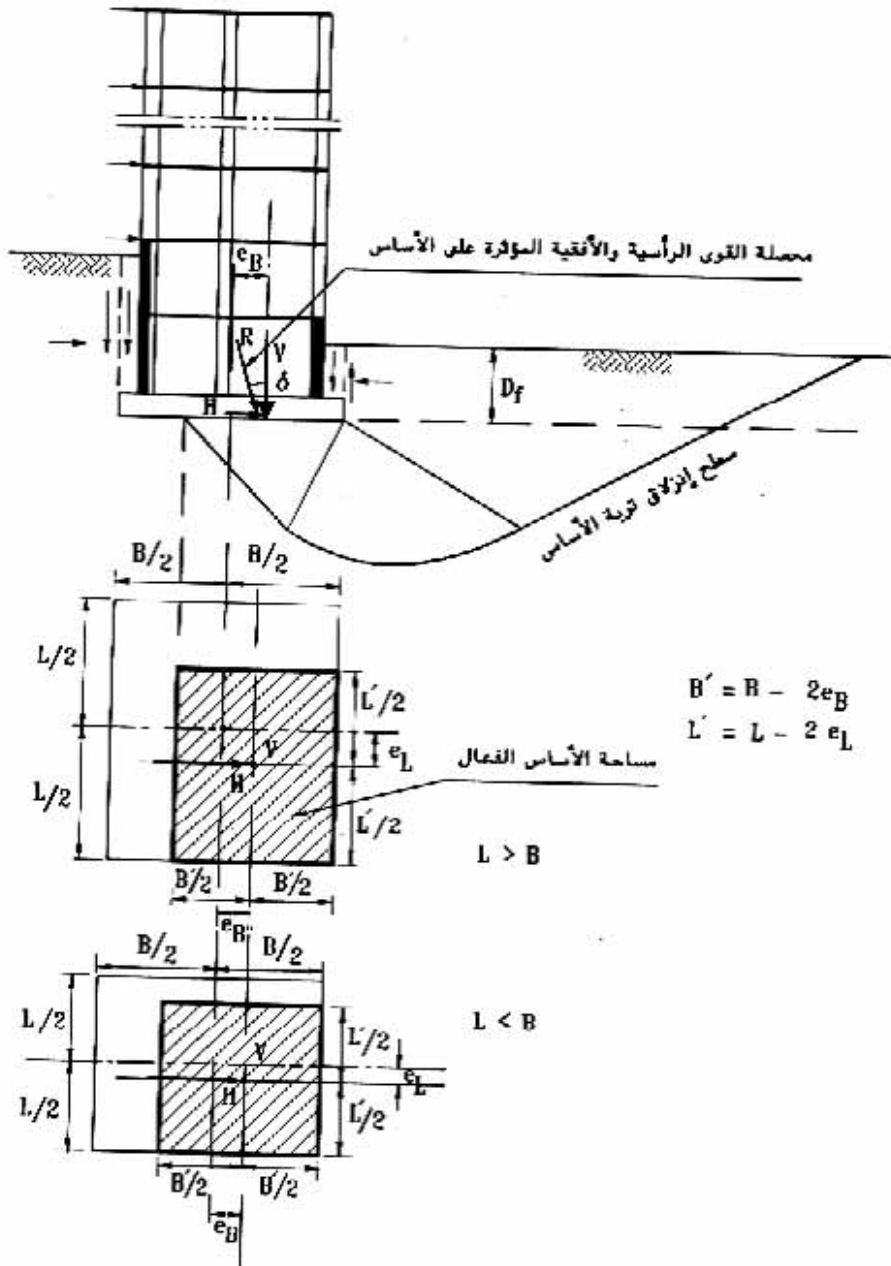
	$F_b$	معامل الأمان من فشل التربة .
$V$		المركبة الرأسية لمحصلة القوى المؤثرة على الأساس .
$H$		المركبة الأفقية لمحصلة القوى المؤثرة على الأساس .
(كيلو نيوتن)		
(كيلونيوتن)		

أما في حالة ميل محصلة الأحمال في إتجاه البعد الأكبر للمسقط الأفقى للأساس (طول الأساس  $L$ ) فإنه يمكن إتباع ما يلي كطريقة تقريبية لتحديد قدرة التحمل القصوى و تؤخذ القيمة الأصغر من أ و ب على أنها قدرة التحمل القصوى.

- أ- حساب قدرة التحمل للأساس على أنه محمل يحمل رأسى مركزى طبقاً للمعادلة (٣-٧).  
ب- حساب قدرة التحمل للأساس على أنه محمل يحمل مائل مركزى طبقاً للمعادلة (٣-٨) مع  
وضع طول الأساس بدلا من العرض  $B$  في هذه المعادلة.

٣/٥/٣/٣ (د) حمل مائل لا مركزى

يمكن اعتبار حالة التحميل هذه على أنها الحالة العامة التى تجمع بين الحالتين السابقتين و  
المذكورتين فى البندين (٣/٥/٣/٣) (ب) ، (٣/٥/٣/٣) (ج) كما هو موضح بالشكل رقم  
(٣-١٩). وفى حالة ميل محصلة الأحمال فى إتجاه البعد الأصغر للمسقط الأفقى لمساحة



شكل (٣-١٩) أساس محمول بحمل مائل غير مركزي وشكل فشل تربة الأساس

الأساس الفعالة (عرض المساحة الفعالة  $B'$ ) (شكل ٣-١٩) تحسب قدرة التحمل القصوى باستخدام المعادلة (٣-٨) والتعويض بإبعاد شكل الأساس الفعال  $L' \times B'$  عند حساب معاملات شكل الأساس  $\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$ . أما في حالة ميل محصلة الأحمال في إتجاه البعد الأكبر لمساحة الأساس الفعالة (طول المساحة الفعالة  $L'$ ) فإنه يمكن إتباع ما يلي كطريقة تقريبية لتحديد قدرة التحمل القصوى.

أ- حساب قدرة التحمل للأساس على أنه محمل بحمل رأسى غير مركزى طبقاً للبند ٣/٥/٣/ب .

ب- حساب قدرة التحمل للأساس على أنه محمل بحمل مائل غير مركزى كما سبق عاليه مع وضع طول الأساس الفعال  $L'$  بدلا من العرض  $B'$  في معادلة قدرة التحمل.

ج- تؤخذ القيمة الأصغر من أ و ب على أنها قدرة التحمل القصوى.

٣/٥/٣/٣ (هـ) أساسات على انحدار أو قربة منه

تقل قدرة التحمل كلما كان الأساس على أو قريبا من انحدار وتتناقص قدرة التحمل كلما زاد هذا الانحدار، وهذا التأثير يكون أكبر في حالة التربة غير المتماسكة عنها في التربة المتماسكة.

أولا: الأساسات الشريطية

تحسب قدرة التحمل القصوى لأساسات شريطية معرضه لحمل رأسى مركزى على أو قربة من انحدار باستخدام الطريقة الآتية (شكل رقم ٣- ٢٠):

١- تحدد النقطة  $e$  على الانحدار كما في شكل رقم (٣- ٢٠، ب، ج) وحيث ان خط الانحدار

يمثل مستوى أساسى  $principal\ plane$  فإن الزاوية  $\alpha$  تساوى  $(\frac{\phi}{2} - 45^\circ)$

٢- يحدد معامل قدرة التحمل المعدل  $N'_c$  من المعادلة الآتية:

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0}$$

حيث:

$L_1$  طول خط الانزلاق f-a-d-e في الشكل رقم (٣- ٢٠، ب، ج).

$L_0$  طول خط الانزلاق f-a-d-e في الشكل رقم (٣- ٢٠، ب).

٣- يحدد معامل قدرة التحمل المعدل  $N'_q$  من المعادلة الآتية:

الأساس الفعالة (عرض المساحة الفعالة  $B'$ ) (شكل ٣-١٩) تحسب قدرة التحمل القصوى باستخدام المعادلة (٣-٨) والتعويض بإبعاد شكل الأساس الفعال  $L' \times B'$  عند حساب معاملات شكل الأساس  $\lambda_c, \lambda_q, \lambda_\gamma$ . أما في حالة ميل محصلة الأحمال في إتجاه البعد الأكبر لمساحة الأساس الفعالة (طول المساحة الفعالة  $L'$ ) فإنه يمكن إتباع ما يلي كطريقة تقريبية لتحديد قدرة التحمل القصوى.

أ- حساب قدرة التحمل للأساس على أنه محمل بحمل رأسى غير مركزى طبقا للبند ٣/٥/٣/ب.

ب- حساب قدرة التحمل للأساس على أنه محمل بحمل مائل غير مركزى كما سبق عاليه مع وضع طول الأساس الفعال  $L'$  بدلا من العرض  $B'$  في معادلة قدرة التحمل.

ج- تؤخذ القيمة الأصغر من أ و ب على أنها قدرة التحمل القصوى.

٣/٥/٣/٣ (هـ) أساسات على انحدار أو قربة منه

تقل قدرة التحمل كلما كان الأساس على أو قريبا من انحدار وتتناقص قدرة التحمل كلما زاد هذا الانحدار، وهذا التأثير يكون أكبر في حالة التربة غير المتماسكة عنها في التربة المتماسكة.

أولا: الأساسات الشريطية

تحسب قدرة التحمل القصوى لأساسات شريطية معرضه لحمل رأسى مركزى على أو قربة من انحدار باستخدام الطريقة الآتية (شكل رقم ٣- ٢٠):

١- تحدد النقطة  $e$  على الانحدار كما في شكل رقم (٣- ٢٠، ب، ج) وحيث ان خط الانحدار

يمثل مستوى أساسى  $principal\ plane$  فإن الزاوية  $\alpha$  تساوى  $(\frac{\phi}{2} - 45^\circ)$

٢- يحدد معامل قدرة التحمل المعدل  $N'_c$  من المعادلة الآتية:

$$N'_c = N_c \frac{L_1}{L_0}$$

حيث:

$L_1$  طول خط الانزلاق f-a-d-e في الشكل رقم (٣- ٢٠، ب، ج).

$L_0$  طول خط الانزلاق f-a-d-e في الشكل رقم (٣- ٢٠، ب).

٣- يحدد معامل قدرة التحمل المعدل  $N'_q$  من المعادلة الآتية:

$$N'_q = N_q \frac{A_1}{A_0}$$

حيث:

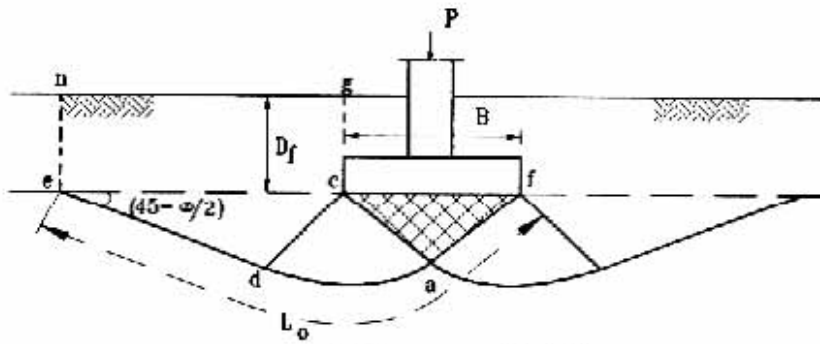
$A_1$  مساحة الجزء hgce فى الشكل رقم (٣- ٢٠ب)

أو مساحة الجزء gce فى الشكل رقم (٣- ٢٠ج)

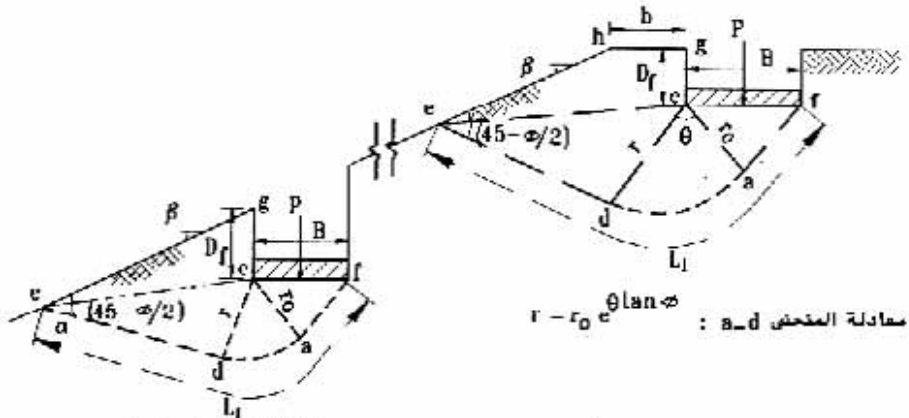
$A_0$  مساحة الجزء ngce فى الشكل رقم (٣- ٢٠)

٤- تحسب بعد ذلك قدرة التحمل القصوى باستعمال المعادلة رقم (٣- ٨) باستخدام معاملات قدرة التحمل المعدلة. وتلاحظ هنا أن قيمة المعامل  $N_\gamma$  لم تتأثر حيث أنها تعتمد على الجزء acf فى الشكل رقم (٣- ٢٠).

ويمكن استخدام الجدول رقم (٣- ١٠) مباشرة لتحديد قيم معاملى قدرة التحمل المعدلين وذلك بدلالة عرض الأساس وبعده عن الانحدار ومنسوب التأسيس وزاوية مقاومة القص وزاوية ميل الانحدار.



(أ) أساس بعيد عن انحدار



معادلة المنحنى a-d :  $r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$

(ج) أساس على انحدار

(ب) أساس قريب من انحدار

شكل (٣-٢٠) قدرة التحمل لأساس شريطي معرض لحمل رأسي  
مركزي على أو قريب من انحدار



جدول رقم (٣ - ١٠) معاملات قدرة التماس ( $N'_q, N'_c$ )  
 لأساس قريب من أو على إنحدار

$D_f/B = 0$					$b/B = 0$	
٤٠	٣٠	٢٠	١٠	صفر	$\phi^\circ$	$\beta^\circ$
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	صفر	
٦٤,٢	١٨,٤٠	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$		
٦٩,٦٧	٢٨,٤٣	١٤,١٩	٨,٠٧	$٥,٠١ = N'_c$	٥	
٦٤,٢	١٨,٤٠	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$		
٦٤,٤٢	٢٦,٨	١٣,٥٧	٧,٨٠	$٤,٨٩ = N'_c$	١٠	
٦٤,٢	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$		
٥٥,٠١	٢٣,٧٨	١٢,٣٩	٧,٢٨	$٤,٦٣ = N'_c$	٢٠	
٦٤,٢	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$		
٥٥,٠١	٢١,٠٥	١١,٢٨	٦,٧٧	$٤,٣٨ = N'_c$	٣٠	
٦٤,٢٠	١٨,٤٠	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$		
٢٨,٥٦	١٤,٣٤	٨,٣٣	٥,٣٣	$٣,٦٢ = N'_c$	٦٠	
٦٤,٢	١٨,٤	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$		

$D_f/B = 1/2$					$b/B = 1/2$	
٤٠	٣٠	٢٠	١٠	صفر	$\phi^\circ$	$\beta^\circ$
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٥	
٣٧,٣٨	١١,٦٧	٤,٤١	١,٨٥	$٠,٨٣ = N'_q$		
٧٤,١٢	٣٠,١٤	١٤,٩٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	١٠	
٣٧,٨	١٢,١٧	٤,٧٣	٢,٠٣	$٠,٩٤ = N'_q$		
٦٥,٧٤	٢٩,٧٩	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٢٠	
٣٦,٩١	١٢,٦٦	٥,١٩	٢,٣٤	$١,٠٣ = N'_q$		
٥٨,٣٢	٢٧,٤٦	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٣٠	
٣٤,٠٢	١٢,٤	٥,٣٦	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$		
٤٠,٠٠	٢٠,٧٤	١٢,٣٧	٨,٠٧	$٥,١٤ = N'_c$	٦٠	
١٨,٠٤	٧,٨٣	٣,٩٢	٢,١٣	$١,٠٣ = N'_q$		

تابع جدول (١٠-٣)

$D_f/B = 0$			$b/B = 1/2$		
$\xi_0$	$\gamma_0$	$\tau_0$	$\lambda_0$	صفر	$\phi^\circ / \beta^\circ$
٧٠,٤	٢٨,٨٤	١٤,٤٥	٨,٢٥	$٥,١٤ = N'_c$	٥
٦٤,٢	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٦٥,٨٧	٢٧,٦٢	١٤,٠٨	٨,١٥	$٥,١٤ = N'_c$	١٠
٦٤,٢	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٥٧,٨٦	٢٥,٣٩	١٣,٤٠	٧,٩٦	$٥,١٢ = N'_c$	٢٠
٦٤,٢	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٥١,٠٧	٢٣,٤	١٢,٧٥	٧,٧٧	$٥,١٠ = N'_c$	٣٠
٦٤,٢	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٣٥,٨١	١٨,٤٠	١٠,٨٩	٧,٠٧	$٤,٨٦ = N'_c$	٦٠
٦٤,٢	١٨,٤٠	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	

$D_f/B = 1/2$			$b/B = 1$		
$\xi_0$	$\gamma_0$	$\tau_0$	$\lambda_0$	صفر	$\phi^\circ / \beta^\circ$
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٥
٤١,٣٣	١٢,٥٣	٤,٧٠	١,٩٥	$٠,٨٦ = N'_q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	١٠
٤٣,٥٧	١٣,٩٤	٥,٣٥	٢,٢٦	$١,٠١ = N'_q$	
٦٨,٦١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٢٠
٤٧,٧٦	١٦,٢٩	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٦٢,٥١	٢٩,٨	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٣٠
٤٨,٩	١٧,٨١	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٤٧,٢٥	٢٤,٨	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٦٠
٣٥,٨٢	١٥,٦٦	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	

تابع جدول (١٠-٣)

$D_f/B = 0$				$b/B = 1$	
٤٠	٣٠	٢٠	١٠	صفر	$\phi^\circ / \beta^\circ$
٧١,١٣	٢٩,٢٥	١٤,٧١	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	٠
٦٤,٢٠	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'/q$	
٦٧,٣٣	٢٨,٤٣	١٤,٦٠	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	١٠
٦٤,٢٠	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'/q$	
٦٠,٧٤	٢٦,٩٩	١٤,٤١	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	٢٠
٦٤,٢	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'/q$	
٥٥,٢٦	٢٥,٧٤	١٤,٢٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	٣٠
٦٤,٢٠	١٨,٤	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'/q$	
٤٣,٠٦	٢٢,٤٦	١٣,٤٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	٤٠
٦٤,٢٠	١٨,٤٠	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'/q$	

$D_f/B = 1$				$b/B = 0$	
٤٠	٣٠	٢٠	١٠	صفر	$\phi^\circ / \beta^\circ$
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	صفر
٦٤,٢٠	١٨,٤٠	٦,٤٠	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'/q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	٠
٣٨,٥٩	١٢,٥٥	٤,٩٢	٢,١٣	$٠,٩٩ = N'/q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	١٠
٣٦,٧٤	١٢,١٦	٤,٩١	٢,١٩	$١,٠٣ = N'/q$	
٧٠,٧٥	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	٢٠
٣٠,٥٤	١٠,٨٨	٤,٦٣	٢,١٧	$١,٠٣ = N'/q$	
٦١,٣٩	٢٩,١٧	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'/c$	٣٠
٢٤,٠٢	٩,٠٥	٤,٠٤	١,٩٨	$١,٠٣ = N'/q$	
٣٦,٩٣	١٩,٠٣	١١,٢٩	٧,٣٣	$٥,١٦ = N'/c$	٤٠
٦,٢٧	٢,٧٤	١,٣٩	٠,٧٧	$٠,٤٥ = N'/q$	

تابع جدول (۱-۳)

$D_f/B = 1/2$				$b/B = 0$	$\phi^\circ$ $\beta^\circ$
۴۰	۳۰	۲۰	۱۰	صفر	
۷۵,۳۱ ۶۴,۲	۳۰,۱۴ ۱۸,۴۰	۱۴,۸۳ ۶,۴	۸,۳۴ ۲,۴۷	$۵,۱۴ = N'/c$ $۱,۰۳ = N'/q$	صفر
۷۵,۳۱ ۳۴,۱۴	۳۰,۱۴ ۱۰,۶۵	۱۴,۸۳ ۴,۰۳	۸,۳۴ ۱,۶۹	$۵,۱۴ = N'/c$ $۰,۷۹ = N'/q$	۰
۷۲,۶۷ ۳۱,۱۶	۳۰,۱۴ ۱۰,۱۵	۱۴,۸۳ ۳,۹۴	۸,۳۴ ۱,۷۰	$۵,۱۴ = N'/c$ $۰,۷۹ = N'/q$	۱۰
۶۲,۸۸ ۲۵,۸۸	۲۸,۱۹ ۸,۷۹	۱۴,۸۳ ۳,۵۸	۸,۳۴ ۱,۶۲	$۵,۱۴ = N'/c$ $۰,۷۹ = N'/q$	۲۰
۵۴,۱۳ ۱۹,۷۹	۲۵,۱۱ ۷,۰۹	۱۳,۸۳ ۳,۰۳	۸,۳۴ ۱,۴۳	$۵,۱۴ = N'/c$ $۰,۷۲ = N'/q$	۳۰
۳۲,۷۵ ۴,۷۸	۱۶,۶۸ ۱,۹۸	۹,۸۱ ۰,۹۵	۶,۳۳ ۰,۵	$۴,۳۴ = N'/c$ $۰,۲۸ = N'/q$	۶۰

$D_f/B = 1$				$b/B = 1/2$	$\phi^\circ$ $\beta^\circ$
۴۰	۳۰	۲۰	۱۰	صفر	
۷۵,۳۱ ۴۰,۵۹	۳۰,۱۴ ۱۳,۲۲	۱۴,۸۳ ۵,۱۹	۸,۳۴ ۲,۲۵	$۵,۱۴ = N'/c$ $۱,۰۳ = N'/q$	۰
۷۵,۳۱ ۴۰,۱۴	۳۰,۱۴ ۱۳,۵۲	۱۴,۸۳ ۵,۴۷	۸,۳۴ ۲,۴۴	$۵,۱۴ = N'/c$ $۱,۰۳ = N'/q$	۱۰
۷۳,۶۱ ۳۷,۷۳	۳۰,۱۴ ۱۳,۵۶	۱۴,۸۳ ۵,۸۰	۸,۳۴ ۲,۴۷	$۵,۱۴ = N'/c$ $۱,۰۳ = N'/q$	۲۰
۶۵,۵۷ ۳۳,۵۵	۳۰,۱۴ ۱۲,۸۱	۱۴,۸۳ ۵,۷۷	۸,۳۴ ۲,۴۷	$۵,۱۴ = N'/c$ $۱,۰۳ = N'/q$	۳۰
۴۴,۱۹ ۱۵,۵۵	۲۳,۰۹ ۷,۰۱	۱۳,۸۴ ۳,۶۳	۸,۳۴ ۲,۰۶	$۵,۱۴ = N'/c$ $۱,۰۳ = N'/q$	۶۰

تابع جدول (١٠-٣)

$D_r/B = 1$			$b/B = 1$		
٤٠	٣٠	٢٠	١٠	صفر	$\phi^\circ / \beta^\circ$
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٠
٤٢,٤٥	١٣,٨١	٥,٤١	٢,٣٤	$١,٠٣ = N'_q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	١٠
٤٣,٨٣	١٤,٧٥	٥,٩٥	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٢٠
٤٤,٨٠	١٦,٦١	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٦٩,٧٦	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٣٠
٤٣,٣٨	١٦,٦١	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٥١,٤٤	٢٧,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٦٠
٢٧,١٠	١٢,٢٨	٦,٣٦	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	

$D_r/B = 1 \frac{1}{2}$			$b/B = 1/2$		
٤٠	٣٠	٢٠	١٠	صفر	$\phi^\circ / \beta^\circ$
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٠
٤٤,٥٦	١٤,٩٥	٦,٠٢	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	١٠
٤٣,٩٤	١٥,٢٦	٦,٣٣	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٢٠
٤١,٠٤	١٥,٢٠	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٧٢,٨٣	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٣٠
٣٦,١٨	١٤,٢٣	٦,٤	٢,٤٧	$١,٠٣ = N'_q$	
٤٨,٣٧	٢٥,٤٣	١٤,٨٣	٨,٣٤	$٥,١٤ = N'_c$	٦٠
١٥,٧٧	٧,٢٨	٣,٨٥	٢,١٩	$١,٠٣ = N'_q$	

تابع جدول (١٠-٣)

$D_f/B = 1\frac{1}{2}$				$b/B = 0$	
$\xi_0$	$\xi_1$	$\xi_2$	$\xi_3$	صفر	$\phi^0 / \beta^0$
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	صفر
٦٤,٢	١٨,٤٠	٦,٤	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	٠
٤٢,٩٧	١٤,٤	٥,٧٩	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	١٠
٣٥,١٤	١٤,١٣	٥,٨٥	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	٢٠
٣٥,١٤	١٢,٩٣	٥,٦٥	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٦٨,٦٤	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	٣٠
٢٨,٢٣	١٠,٩٩	٥,٠٤	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٤١,١٢	٢١,٣٧	١٢,٧٦	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	٦٠
٧,٨	٣,٥٢	١,٨٣	١,٠٤	$0,62 = N'/q$	

$D_f/B = 1\frac{1}{2}$				$b/B = 1$	
$\xi_0$	$\xi_1$	$\xi_2$	$\xi_3$	صفر	$\phi^0 / \beta^0$
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	٠
٤٦,١٥	١٥,٤٥	٦,٢١	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	١٠
٤٦,٩٣	١٦,٣٠	٦,٤	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	٢٠
٤٦,٨٥	١٧,٤٨	٦,٤	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٧٥,٣١	٣٠,١٤	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	٣٠
٤٤,٣٢	١٧,٤٨	٦,٤	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	
٥٥,٦٣	٢٩,٤٩	١٤,٨٣	٨,٣٤	$0,14 = N'/c$	٦٠
٢٥,٢٦	١١,٦٩	٦,١٧	٢,٤٧	$1,03 = N'/q$	

ثانيا: الأساسات غير الشريطية

لتعيين قدرة التحمل لأساس غير شريطي (المنفصلة واللبشة) على أو قريب من انحدار، فإنه يمكن استعمال المعادلة التالية:

$$\left[ \frac{q_{ult} \text{ لأساس شريطي}}{q_{ult} \text{ لأساس غير شريطي}} \right]_{\text{على سطح منحدر}} = \left[ \frac{q_{ult} \text{ لأساس شريطي}}{q_{ult} \text{ لأساس غير شريطي}} \right]_{\text{على سطح أفقي}} \quad (٩-٣)$$

وفي جميع الأحوال يجب عمل الحسابات اللازمة للتحقق من ثبات الميل تحت تأثير الأساس (أنظر الجزء الثامن).

### ٣/٥/٣/٣ (و) أساسات على طبقات متعددة

تحسب قدرة التحمل القصوى لأساس يركز على طبقات متعددة باستخدام إحدى الطرق الآتية:

#### الطريقة الأولى: (أنظر شكل رقم ٣-٢١-أ)

- ١- يتم حساب قدرة التحمل القصوى باستخدام خواص الطبقة الأولى.
- ٢- يتم حساب قدرة التحمل القصوى للطبقة الثانية باستخدام خواص هذه الطبقة مع افتراض وجود أساس تخيلي مركّز على سطحها العلوي بعرض مقداره  $(B+h_1)$  (باعتبار توزيع ١: ٢ للاجهادات).
- ٣- يتم تكرار الخطوة السابقة للطبقات المختلفة.
- ٤- تتحدد قدرة التحمل القصوى للأساس على الاتعدى الاجهادات الناتجة عنها قدرة التحمل القصوى للطبقات المختلفة.

#### الطريقة الثانية: (أنظر شكل رقم ٣-٢١-ب ، ج)

تحسب قدرة التحمل القصوى في هذه الحالة بالاستعانة بالطريقة النصف بيانية مع عمل بعض التقريبات لتحديد قيم متوسطة لمعاملات القص وذلك باستخدام الطريقتين التجريبتين التاليتين:

#### (أ) الطريقة التجريبية الأولى

- ١- تختار قيمة متوسطة لزواية مقاومة القص لطبقات التربة ويرسم خط سطح الانزلاق للتربة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٢١-ب). وتقسّم كتلة التربة أعلى سطح الأنزلاق

ثانيا: الأساسات غير الشريطية

لتعيين قدرة التحمل لأساس غير شريطي (المنفصلة واللبشة) على أو قريب من انحدار، فإنه يمكن استعمال المعادلة التالية:

$$\left[ \frac{q_{ult} \text{ لأساس شريطي}}{q_{ult} \text{ لأساس غير شريطي}} \right]_{\text{على سطح منحدر}} = \left[ \frac{q_{ult} \text{ لأساس شريطي}}{q_{ult} \text{ لأساس غير شريطي}} \right]_{\text{على سطح أفقي}} \quad (٩-٣)$$

وفي جميع الأحوال يجب عمل الحسابات اللازمة للتحقق من ثبات الميل تحت تأثير الأساس (أنظر الجزء الثامن).

### ٣/٥/٣/٣ (و) أساسات على طبقات متعددة

تحسب قدرة التحمل القصوى لأساس يركز على طبقات متعددة باستخدام إحدى الطرق الآتية:

#### الطريقة الأولى: (أنظر شكل رقم ٣-٢١- أ)

- ١- يتم حساب قدرة التحمل القصوى باستخدام خواص الطبقة الأولى.
- ٢- يتم حساب قدرة التحمل القصوى للطبقة الثانية باستخدام خواص هذه الطبقة مع افتراض وجود أساس تخيلي مركّز على سطحها العلوي بعرض مقداره  $(B+h_1)$  (باعتبار توزيع ١ : ٢ للاجهادات).
- ٣- يتم تكرار الخطوة السابقة للطبقات المختلفة.
- ٤- تتحدد قدرة التحمل القصوى للأساس على الاتتعدى الاجهادات الناتجة عنها قدرة التحمل القصوى للطبقات المختلفة.

#### الطريقة الثانية: (أنظر شكل رقم ٣-٢١- ب ، ج)

تحسب قدرة التحمل القصوى في هذه الحالة بالاستعانة بالطريقة النصف بيانية مع عمل بعض التقريبات لتحديد قيم متوسطة لمعاملات القص وذلك باستخدام الطريقتين التجريبتين التاليتين:

#### (أ) الطريقة التجريبية الأولى

- ١- تختار قيمة متوسطة لزواية مقاومة القص لطبقات التربة ويرسم خط سطح الانزلاق للتربة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٢١- ب). وتقسّم كتلة التربة أعلى سطح الأنزلاق



إلى أجزاء عددها n .

وتحسب زاوية مقاومة القص المتوسطة لطبقات التربة كما يلي:

$$\tan(\phi_{av})_1 = \frac{\sum_1^n G_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi_{ki} \cdot L_i}{\sum_1^n G_i \cdot \cos \alpha_i \cdot L_i}$$

٢- تكرر هذه الطريقة حتى لا تختلف قيمة  $(\phi_{av})_1$  المحسوبة من المعادلة السابقة عن قيمة  $\phi$  المختارة أولاً لرسم خط سطح الانزلاق بأكثر من ٥% .

٣- تحسب قيمة قوة التماسك المتوسطة لطبقات التربة من المعادلة التالية:

$$(c_{av})_1 = \frac{\sum L_i \cdot c_{ki}}{\sum L_i}$$

(ب) الطريقة التجريبية الثابتة (شكل رقم ٣-٢١-ج)

١- يتم تحديد سطح الانزلاق المقابل لزاوية مقاومة القص المتوسطة  $\phi_{av}$  والتي تحسب كالآتي:

$$\tan \phi_{av} = \frac{\tan \phi_1 + \tan \phi_2 + \dots + \tan \phi_n}{n}$$

حيث:

n عدد الطبقات التي يمر بها سطح الانزلاق .

٢- يتم تحديد زاوية مقاومة قص متوسطة جديدة وقوة تماسك متوسطة تبعاً لاطوال سطح الانزلاق في الطبقات المختلفة على النحو التالي:

$$(c_{av})_2 = \frac{\sum_{i=1}^N L_i \cdot c_{ki}}{\sum_{i=1}^N L_i} \quad \tan(\phi_{av})_1 = \frac{\sum_{i=1}^N L_i \cdot \tan \phi_{ki}}{\sum_{i=1}^N L_i}$$

حيث:

k رقم طبقات التربة العار بها سطح الانزلاق i .  
N عدد اطوال سطح الانزلاق في الطبقات المختلفة.

ويتم حساب قدرة التحمل القصوى كما ورد في البند رقم (٣/٥/٣/٣) باستخدام المعاملين  $C_{av}$  ,  $\phi_{av}$  في معادلة قدرة التحمل القصوى للأساسات الضحلة (معادلة ٣-٧).

٣/٥/٣/٣ (ز) تأثير المياه الجوفية

يؤثر ارتفاع منسوب المياه الجوفية ground water على قدرة التحمل القصوى. ويكون هذا التأثير واضحا في حالة التربة غير المتماسكة حيث يقل وزن وحدة الحجم الفعال للتربة مما يقلل من قدرة التحمل القصوى المحسوبة باستخدام المعادلة (٣-٧). ويمكن أخذ تأثير ارتفاع المياه الجوفية في الاعتبار عند استخدام هذه المعادلة على النحو التالي:

١- اذا كان منسوب المياه الجوفية واقعا بين سطح الأرض ومنسوب التأسيس يؤخذ مجموع الاجهادات الرأسية الناتجة عن وزن التربة في الجزء الثاني من المعادلة (٣-٧) والخاص بالمعامل  $N_q$  كل حسب وزن وحدة الحجم الفعال حتى منسوب التأسيس (أي ارتفاع التربة فوق منسوب المياه x وزن وحدة الحجم الكلى  $\gamma_1$  + ارتفاع التربة تحت منسوب المياه وحتى منسوب التأسيس x وزن وحدة الحجم المغمورة  $\gamma_{sub}$ ) -  
أما في الجزء الثالث من المعادلة (٣-٧) والخاص بالمعامل  $N_\gamma$  فيؤخذ وزن وحدة الحجم المغمورة في الحساب  $(\gamma_2 = \gamma_{sub})$ .

٢- اذا كان منسوب المياه الجوفية عميقا

إذا كان منسوب المياه الجوفية أعمق من أوطى نقطة على سطح الانزلاق يؤخذ وزن وحدة الحجم الكلى فوق و تحت منسوب التأسيس للتربة عند استخدام معادلة قدرة التحمل القصوى (٣-٧) -

٣- اذا كان منسوب المياه الجوفية قريبا من منسوب التأسيس

إذا كان منسوب المياه الجوفية واقعا بين منسوب التأسيس و أوطى نقطة على سطح الانزلاق كما يظهر في الشكل رقم (٣-٢٢)، تؤخذ قيمة  $\gamma_2$  في المعادلة (٣-٧) كما يلي:

حيث:

k رقم طبقات التربة العار بها سطح الانزلاق i .  
N عدد اطوال سطح الانزلاق في الطبقات المختلفة.

ويتم حساب قدرة التحمل القصوى كما ورد في البند رقم (٣/٥/٣/٣) باستخدام المعاملين  $C_{av}$  ,  $\phi_{av}$  في معادلة قدرة التحمل القصوى للأساسات الضحلة (معادلة ٣-٧).

٣/٥/٣/٣ (ز) تأثير المياه الجوفية

يؤثر ارتفاع منسوب المياه الجوفية ground water على قدرة التحمل القصوى. ويكون هذا التأثير واضحا في حالة التربة غير المتماسكة حيث يقل وزن وحدة الحجم الفعال للتربة مما يقلل من قدرة التحمل القصوى المحسوبة باستخدام المعادلة (٣-٧). ويمكن أخذ تأثير ارتفاع المياه الجوفية في الاعتبار عند استخدام هذه المعادلة على النحو التالي:

١- اذا كان منسوب المياه الجوفية واقعا بين سطح الأرض ومنسوب التأسيس يؤخذ مجموع الاجهادات الرأسية الناتجة عن وزن التربة في الجزء الثاني من المعادلة (٣-٧) والخاص بالمعامل  $N_q$  كل حسب وزن وحدة الحجم الفعال حتى منسوب التأسيس (أى ارتفاع التربة فوق منسوب المياه x وزن وحدة الحجم الكلى  $\gamma_1$  + ارتفاع التربة تحت منسوب المياه وحتى منسوب التأسيس x وزن وحدة الحجم المغمورة  $\gamma_{sub}$ ) -  
أما في الجزء الثالث من المعادلة (٣-٧) والخاص بالمعامل  $N_\gamma$  فيؤخذ وزن وحدة الحجم المغمورة في الحساب ( $\gamma_2 = \gamma_{sub}$ ).

٢- اذا كان منسوب المياه الجوفية عميقا

إذا كان منسوب المياه الجوفية أعمق من أوطى نقطة على سطح الانزلاق يؤخذ وزن وحدة الحجم الكلى فوق و تحت منسوب التأسيس للتربة عند استخدام معادلة قدرة التحمل القصوى (٣-٧) -

٣- اذا كان منسوب المياه الجوفية قريبا من منسوب التأسيس

إذا كان منسوب المياه الجوفية واقعا بين منسوب التأسيس و أوطى نقطة على سطح الانزلاق كما يظهر في الشكل رقم (٣-٢٢)، تؤخذ قيمة  $\gamma_2$  في المعادلة (٣-٧) كما يلي:

$$\gamma_2 = [\gamma_{sub} + F_w (\gamma_1 - \gamma_{sub})]$$

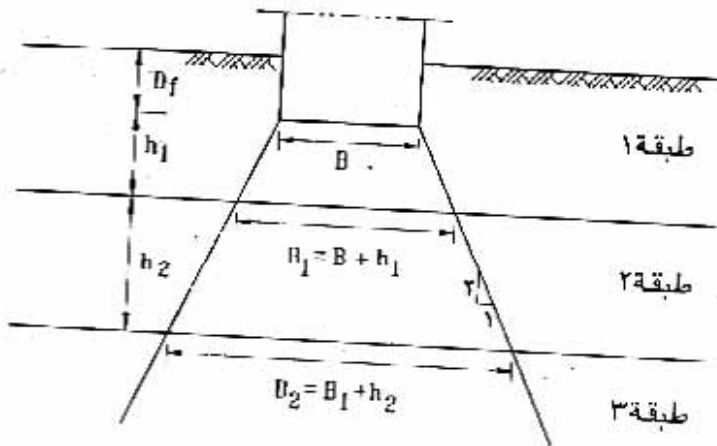
ويمكن تحديد قيمة المعامل ( $F_w$ ) من المنحنيات المعطاه في شكل رقم (٢٢-٣).

٦/٣/٣ معامل الامان  
 يمكن تحديد قدرة التحمل المسموح بها للأساس ( $q_{all}$ ) بقسمة قدرة التحمل القصوى ( $q_{ult}$ ) على معامل امان  $F_b$ . ويؤخذ معامل الامان  $F_b$  طبقا لحالات التحميل المختلفة من الجدول التالي:

جدول رقم (٣-١١) معامل الامان  $F_b$  لحالات التحميل المختلفة

٣	٢	١	* حالات التحميل
١,٨٠	٢,٠٠	٢,٥٠	معامل الامان $F_b$

\* انظر للبند رقم (٤/٢/٣)



شكل (٣-٢١-١)

$$\gamma_2 = [\gamma_{sub} + F_w (\gamma_1 - \gamma_{sub})]$$

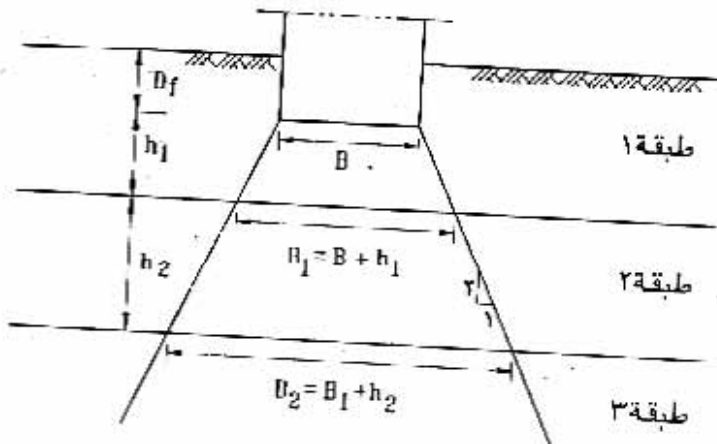
ويمكن تحديد قيمة المعامل ( $F_w$ ) من المنحنيات المعطاه في شكل رقم (٢٢-٣).

٦/٣/٣ معامل الامان  
 يمكن تحديد قدرة التحمل المسموح بها للأساس ( $q_{all}$ ) بقسمة قدرة التحمل القصوى ( $q_{ult}$ ) على معامل امان  $F_b$ . ويؤخذ معامل الامان  $F_b$  طبقا لحالات التحميل المختلفة من الجدول التالي:

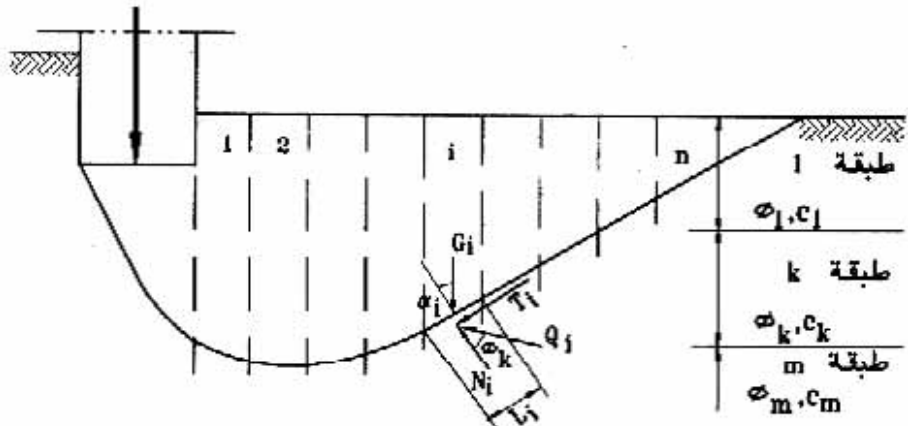
جدول رقم (٣-١١) معامل الامان  $F_b$  لحالات التحميل المختلفة

٣	٢	١	* حالات التحميل
١,٨٠	٢,٠٠	٢,٥٠	معامل الامان $F_b$

\* انظر للبند رقم (٤/٢/٣)

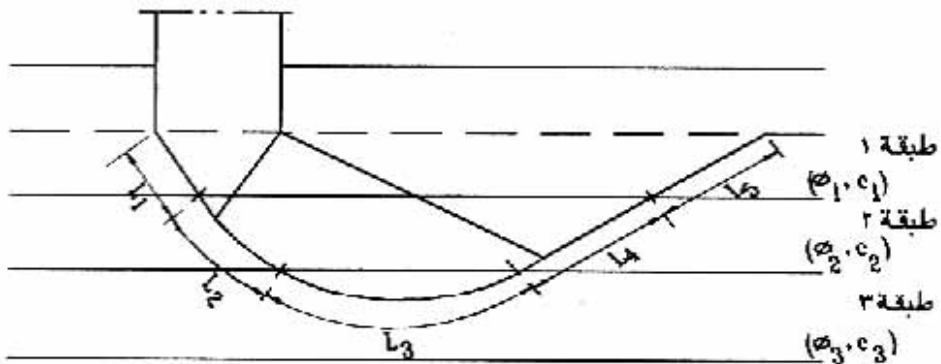


شكل (٣-٢١-١)



$$T_i = c_{ki} L_i + N_i \tan \phi_{ki}$$

شكل (٣-٢١-ب)



شكل (٣-٢١-ج)

شكل (٣-٢١) قدرة التحمل لأساس على طبقات متعددة

### ٧/٣/٣ تعيين قدرة التحمل من الاختبارات الحقلية

١/٧/٣/٣ مقدمة

يمكن تقدير قدرة التحمل للتربة عن طريق إجراء بعض الاختبارات بالموقع. ومن الاختبارات الشائعة الاستخدام لهذا الغرض نذكر اختبارات الاختراق، اختبار مقياس الضغط، اختبار الديلاتومتر و القص المروحي واختبارات التحميل بالموقع. والجزء رقم (١) الخاص بدراسة الموقع يتناول بالتفصيل الأجهزة المستخدمة والخطوات المتبعة في إجراء هذه التجارب الحقلية. وتجدر الإشارة إلى أن تقدير قدرة التحمل من التجارب الحقلية إما أن يكون بطريقة مباشرة تربط قدرة التحمل بنتائج هذه التجارب (يرجع إلى المراجع المتخصصة في ذلك) أو بطريقة غير مباشرة تربط خصائص التربة بنتائج هذه التجارب وبمعرفة خصائص التربة يمكن تقدير قدرة التحمل.

### ٢/٧/٣/٣ اختبار الاختراق القياسي

يمكن استخدام نتائج اختبار الاختراق القياسي standard penetration test في تقدير قدرة التحمل للأساس لحالات التربة المختلفة كما هو موضح في البنود التالية.

### ٢/٧/٣/٣ (أ) حالة التربة غير المتماسكة

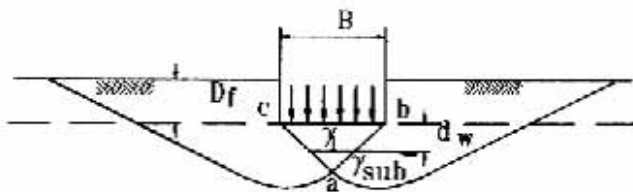
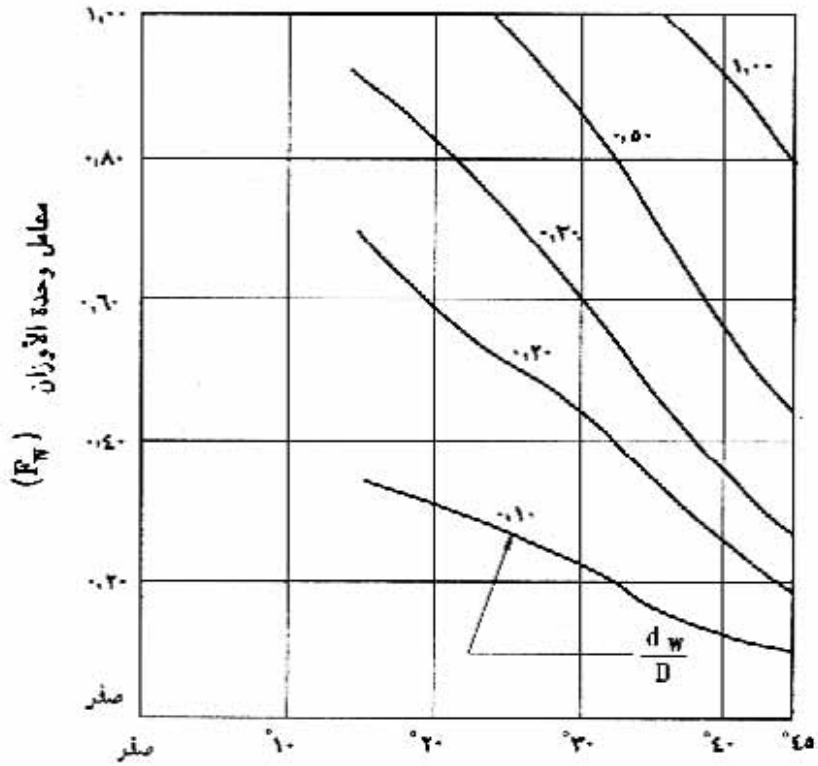
يمكن استخدام نتائج اختبار الاختراق القياسي لتقدير زاوية مقاومة القص بطريقة تقريبية للتربة غير المتماسكة باستخدام الجدول رقم (٣-٨). ويمكن استخدام قيمة زاوية مقاومة القص في المعادلة (٣-٧) الخاصة بحساب قدرة التحمل القصوى للأساسات الضحلة.

### ٢/٧/٣/٣ (ب) حالة التربة المتماسكة

يمكن استخدام نتائج اختبار الاختراق القياسي لتقدير مقاومة التماسك (c) بطريقة تقريبية في الحالة غير المصروفة باستخدام الجدول رقم (٣-٧). ويمكن استخدام هذه القيمة في المعادلة (٣-٧) الخاصة بحساب قدرة التحمل القصوى للأساسات الضحلة.

### ٢/٧/٣/٣ (ج) حدود استخدام اختبار الاختراق القياسي

قد يتعرض اختبار الاختراق القياسي لبعض الأخطاء كما هو موضح بالجزء الأول الخاص بدراسة الموقع مما قد يؤدي إلى سوء تقدير لعدد النقاط سواء بالزيادة أو النقصان. ولهذا يجب الحرص عند استخدام القيم الناتجة من هذا الاختبار.



شكل (٣-٢٢) تأثير المياه الجوفية على قدرة التحمل القسوى



٣/٧/٣/٣ إختبار المخروط الديناميكي

يمكن ربط العلاقة بين مقاومة المخروط الديناميكي dynamic cone test والممثلة بعدد الدقات  $N_{10}$  وعدد الدقات الناتجة من إختبار الإختراق القياسي  $N_{30}$  من العلاقة التالية:-  
(أ) في حالة التربة غير المتماسكة فوق منسوب المياه الجوفية

$$N_{10} = 0.6N_{30} \quad (١٠-٣)$$

$$3 \leq N_{30} \leq 50 \quad \text{وبشرط أن تكون}$$

(ب) في حالة التربة المتماسكة (الطينية) فوق منسوب المياه الجوفية

$$N_{10} = 0.5 \cdot N_{30} + 2.0 \quad (١١-٣)$$

$$3 \leq N_{30} \leq 50 \quad \text{مع توافر الشرطين التاليين}$$

$$0.75 \leq I_c \leq 1.5$$

و بحيث تكون حدود قيمة درجة التبع للترية  $S_r$  فوق منسوب المياه الجوفية كما يلي:

$$0.7 \leq S_r \leq 0.9$$

حيث أن  $N_{10}$  هي عدد الدقات الناتجة من إختبار المخروط الديناميكي الثقيل ذو قطر مقداره ٤٣,٧ مم وزاوية رأس ٩٠° ويسقط لمسافة قدرها ٣٠٠ مم بفعل مطرقة وزنها ١٠,٥ كيلونيوتن (٥٠ كجم) و تسقط من إرتفاع ٥٠٠ مم.

٤/٧/٣/٣ إختبار مخروط الإختراق الاستاتيكي

يمكن استخدام نتائج هذا الإختبار static cone test في تقدير قدرة التحمل للتربة للحالات المختلفة على النحو التالي:-

٤/٧/٣/٣ (أ) حالة التربة غير المتماسكة

يمكن استخدام نتائج إختبار مخروط الإختراق الاستاتيكي لتقدير زاوية القص بطريقة تقريبية للتربة غير المتماسكة باستخدام الجدول التالي رقم (٣-١٢):

جدول رقم (٣-١٢) قيم زاوية مقاومة القص للتربة غير المتماسكة

زاوية مقاومة القص	الكثافة النسبية		اختبار مخروط الاختراق الاستاتيكي	
	$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$	الوصف	مقاومة كعب المخروط	
كجم /سم <sup>٢</sup>			ميغا نيوتن /م <sup>٢</sup>	
٢٧ - ٣٠	صفر - ٠,١٥	سائبة جداً	صفر - ٢٥	صفر - ٢,٥
٢٠ - ٢٧	٠,٢٥ - ٠,١٥	سائبة	٥٠ - ٢٥	٥,٠ - ٢,٥
٣٦ - ٢٦	٠,٦٥ - ٠,٢٥	متوسطة الكثافة	١٥٠ - ٥٠	١٥,٠ - ٥,٠
٤٠ - ٣٦	٠,٨٥ - ٠,٦٥	كثيفة	٢٥٠ - ١٥٠	٢٥,٠ - ١٥,٠
٤٠ <	٠,٨٥ <	كثيفة جداً	٢٥٠ <	٢٥,٠ <

ويمكن استخدام قيمة زاوية مقاومة القص في المعادلة (٣-٧) الخاصة بحساب قدرة التحمل القصوى للأساسات المنحطة.

## ٤/٧/٣/٣ (ب) حالة التربة المتماسكة

يمكن استخدام نتائج اختبار مخروط الاختراق الاستاتيكي لتقدير مقاومة التماسك بطريقة تقريبية في الحالة غير المصروفة باستخدام العلاقة:

$$c_u = \frac{q_c - P_0}{N_k} \quad (٣-١٢)$$

حيث:

- $c_u$  قوة التماسك في الحالة غير المصروفة (كيلو نيوتن/م<sup>٢</sup>)
- $q_c$  مقاومة كعب المخروط (كيلو نيوتن/م<sup>٢</sup>)
- $P_0$  ضغط العبء الكلي عند كعب المخروط (كيلو نيوتن/م<sup>٢</sup>)
- $N_k$  معامل يحدد من الخبرة العملية وتتراوح قيمته من ١٥ إلى ٢٠

ويمكن استخدام قيمة مقاومة التماسك في المعادلة (٣-٧) الخاصة بحساب قدرة التحمل القصوى للأساسات المنحطة.

٥/٧/٣/٣ اختبار مقياس الضغط

يستخدم اختبار مقياس الضغط Menard pressuremeter لتعيين قدرة التحمل للتربة طبقاً للمعادلة الآتية :

$$q_{ult} = k_g (p_L - p_o) - \sigma_o \quad (١٣-٣)$$

حيث :

$q_{ult}$  قدرة التحمل التصوي

$p_L$  الضغط الحدى limit pressure (انظر الجزء الأول بدراسة الموقع)

$p_o$  الضغط الأقل المقياس عند منسوب التأسيس

$k_g$  معامل القدرة ويعتمد على نوع التربة وأبعاد الأساس ( العرض ، الطول ،

العمق ) أنظر الشكل رقم ( ٣ - ٢٣ )

$\sigma_o$  ضغط العبء الكلى عند منسوب التأسيس

ويسمى الجزء من المعادلة  $(p_L - p_o)$  بالضغط الحدى الصافى .

فى حالة إرتكاز الأساس على تربة غير متجانسة يستخدم الضغط الحدى المكافىء  $p_{1e}$  بدلاً من

$(p_L - p_o)$  فى معادلة قدرة التحمل السابقة كمايلى :

$$p_{1e} = \sqrt[3]{p_{11} \cdot p_{12} \cdot p_{13}}$$

حيث :

$p_{11} \cdot p_{12} \cdot p_{13}$  ضغط الحد الصافى عند ثلاث مستويات أعلى وأسفل منسوب التأسيس بمسافة

تساوى عرض الأساس ، وعند منسوب التأسيس .

فى حالة التربة المتجانسة يؤخذ عمق التأسيس من الأبعاد الهندسية للأساس مباشرة أما فى حالة

التربة غير المتجانسة فيستخدم عمق مكافىء  $D_{1e}$  لتعيين قيمة  $k_g$  على النحو التالى :

$$D_{1e} = \frac{1}{p_{1e}} \int_0^{\Delta} p_1(Z) dz$$

٦/٧/٣/٣ اختبار الديلاتومتر

يمكن استنتاج قيمة مقاومة التماسك للطين عالى التضاضط غير المصرف من المعامل  $K_D$  من

اختبار Dilatometer من المعادلة الآتية:

$$c_u = 0.22 \sigma'_{vo} (0.5K_D)^{1.25}$$

( ١٤-٣ )

حيث :

$c_u$  مقاومة التماسك للطين غير المصروف

$\sigma'_{vo}$  ضغط العباء الفعال

$K_D$  معامل الضغط الأفقى المقاس من اختبار الديلاتومتر ( انظر الجزء الأول : دراسة

الموقع )

فى حالة الطين غير المصروف عادى التضاضط فيمكن تعيين مقاومة التماسك بدلالة نسبة زيادة للتضاضط OCR كالاتى :

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vo}} = \frac{0.22(0.5K_D)^{1.25}}{(OCR)^{0.8}} \quad (١٥-٣)$$

حيث :

OCR نسبة زيادة التضاضط

$\gamma/\gamma/\gamma/\gamma$  اختبار القص المروحي

يستخدم اختبار القص المروحي vane shear test فى تعيين قدرة التحمل القصوى للتربة الطينية الضعيفة ومتوسطة التماسك والمتماسكة من العلاقة الآتية :

$$q_{ult} = 5 \mu \tau_\mu (1-0.2D/B) (1-0.2B/H) - \sigma_v \quad (١٦-٣)$$

حيث :

$q_{ult}$  قدرة التحمل القصوى

$\mu$  معامل التصحيح للمقاومة المقاسة بالمروحة ( أنظر شكل رقم ٣-٢٤ )

$\sigma_v$  ضغط العباء الكلى عند منسوب التأسيس

$\tau_\mu$  مقاومة القص المعينة من اختبار القص المروحي ( أنظر الجزء الأول " دراسة

الموقع )

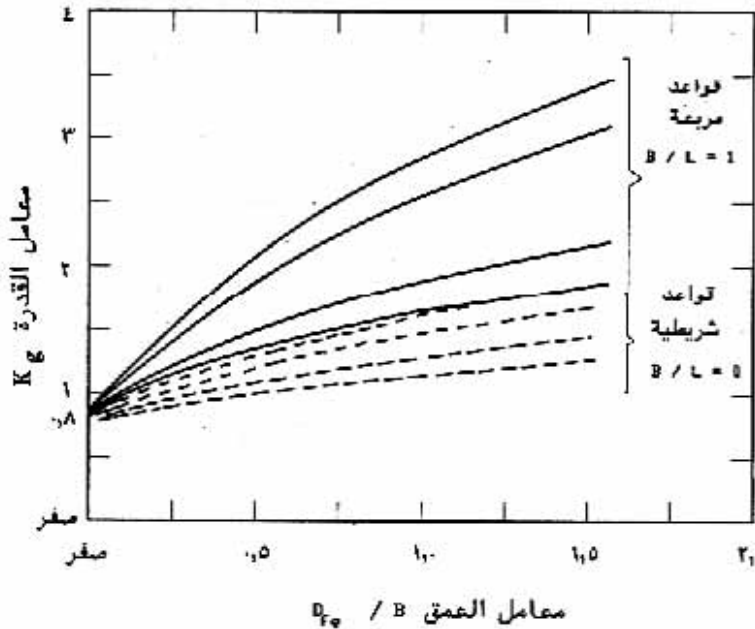
D قطر المروحة

H ارتفاع المروحة

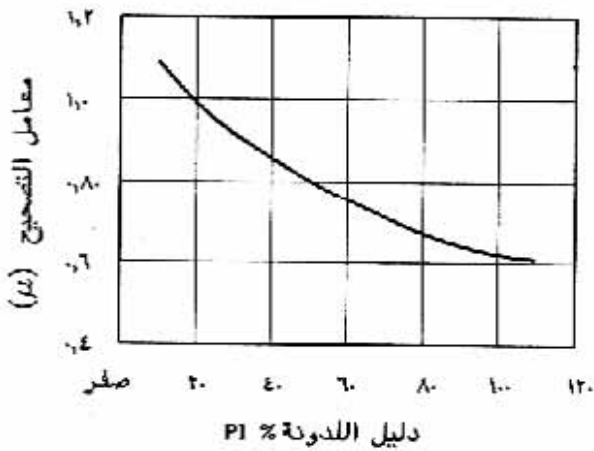
B عرض الأساس

٨/٧/٣/٣ اختبار التحميل باللوح

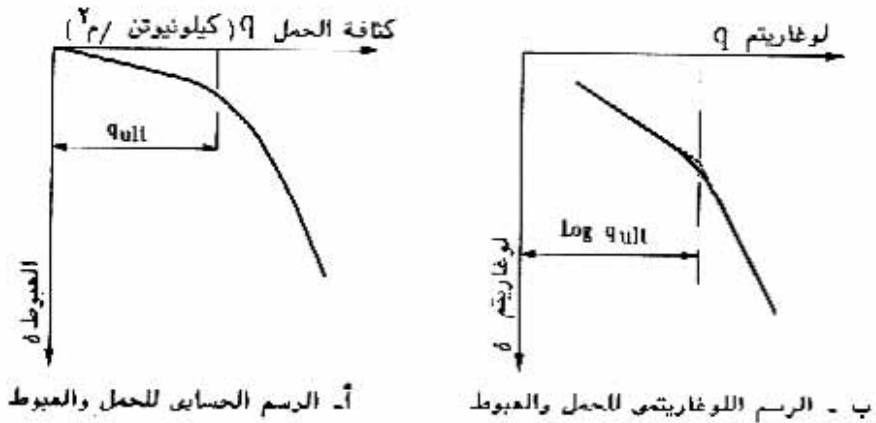
يوضح الجزء الأول من الكود تفاصيل استخدام الأجهزة وخطوات إجراء هذه التجربة plate loading test. ويفضل إجراء هذا الإختبار في الموقع عند منسوب التأسيس المقترح وذلك في حالة تربة متجانسة لعمق كبير. أما إذا كانت التربة متعددة الطبقات فيجب إجراء هذا الاختبار عند كل طبقة حتى عمق يساوى ضعف عرض الأساس المقترح أسفل منسوب التأسيس وترسم العلاقة بين الحمل وهبوط اللوح كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٢٥-أ). ويتم تحديد قدرة التحمل القصوى للوح من المنحنى عند النقطة التي يحدث عندها تغيرا كبيرا في ميل المنحنى. ويمكن تحديد هذه النقطة بدقة أكبر برسم العلاقة بين الحمل والهبوط بمقياس لوغاريتمى كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٢٥-ب).



شكل (٣-٢٣) قيم معامل القدرة للأساسات الضحلة



شكل (٣-٢٤) معامل التصحيح للمقاومة المقاسة بالمروحة



شكل (٣-٢٥) العلاقة بين الحمل والهبوط في اختبار التحميل باللوح

ويمكن استخدام نتائج اختبار التحميل باللوح لتقدير قدرة التحمل القصوى للأساسات الضحلة وفقاً لنوع التربة كما يلي:

(أ) في حالة التربة المتماسكة

لاتتغير قدرة التحمل القصوى بتغير عرض الأساس في الحالة غير المصروفة وبناء على ذلك يتم

حساب قدرة التحمل القصوى للأساس على النحو التالي:

$$q_{ult f} = q_{ult p} \quad (17-3)$$

حيث:

(كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)  $(q_{ult})_p$  قدرة تحمل اللوح القصوى

(كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)  $(q_{ult})_f$  قدرة التحمل القصوى للأساس

(ب) في حالة التربة غير المتماسكة  
تحسب قدرة التحمل القصوى من المعادلة التالية:

$$q_{ult f} = q_{ult p} \cdot (B_f / B_p) \quad (18-3)$$

حيث:

(بالمتر)  $B_p$  عرض اللوح أو قطره

(بالمتر)  $B_f$  عرض الأساس

ويجب الحذر عند استخدام هذه المعادلة حيث أنها قد لا تعطي نتائج صحيحة في حالة وجود فرق كبير بين عرض الأساس وعرض اللوح نظرا لتأثر قيمة زاوية مقاومة القص للتربة بمستوى الاجهادات المؤثرة. ولذلك يفضل إجراء عدة اختبارات باستخدام مقاسات مختلفة له لاستنباط علاقة أكثر دقة بين العرض وقدرة التحمل.

وينطوى اختبار التحميل باللوح على بعض العيوب. فمثلا يؤثر وجود جيوب من التربة الضعيفة قريبا من منسوب التأسيس تأثيرا كبيرا على نتائج الاختبار بينما يكون تأثير هذه الجيوب محدودا في حالة أساس عريض نسبيا. ويحدث عكس ذلك في حالة وجود طبقة ضعيفة على عمق أكبر من عمق منطقة تأثير اللوح ولكنها داخل منطقة تأثير الأساس. ولذلك يجب الحرص عند استخدام نتائج اختبار التحميل باللوح وبوصى بأن يكون عرضه أقرب ما يكون لعرض الأساس المقترح وعلى ألا يقل في أى حالة عن ٠,٣٠ مترا.

٨/٣/٣ قدرة تحمل الصخر

١/٨/٣/٣ مقدمة

الصخر rock هو ذلك الجزء من القشرة الأرضية الذي يتميز بالتصلب والتماسك والصلادة العالية. وهو عبارة عن كتل طبيعية من مواد معدنية شديدة الترابط لا تكسر بسهولة باليد البشرية ولا يمكن تفتيتها عند تعرضها لدوره واحدة من الجفاف والبلل. ويعتبر الصخر أفضل التكوينات الجيولوجية التي يمكن التأسيس عليها. ولكن يجب على المصمم أن يكون حذرا من المخاطر التي قد تتجم عن ظروف غير مواتية تصاحب تكوين الصخور وتؤدي إلى حركة كبيرة أو فشل مفاجئ. لذلك يجب أن يحظى تصميم الأساسات على الصخور بنفس الدقة والعناية المتبعة لأنواع التربة المختلفة.

وهناك بعض التكوينات التي تصنف جيولوجيا على أنها نوع من الصخور ولكنها يجب أن تعامل هندسيا كنوع من أنواع التربة وذلك مثل:

- الصخور اللينة أو الصخور ضعيفة التلاحم والتي تقل مقاومتها تحت اختبار الضغط غير المحاط عن ١٠٠٠ ك نيوتن/م<sup>٢</sup> (١٠ كجم/سم<sup>٢</sup>).

- المواد التي يمكن الحفر فيها بالوسائل اليدوية مثل الكريك والمعول.

- الرمل أو الزلط المتحجر والتي لا يكون التلاحم فيها مستمرا.

ومن التكوينات الطبيعية التي تنطبق عليها التوصيفات السابقة: الصخور الضعيفة جدا كالطباشير، والطين الجيري، والرماد البركاني، والصخور المطحونة، والصخور ذات الفواصل المستمرة المتقاربة المسافات والتربة المحتوية على كسر الصخور.

٢/٨/٣/٣ الخواص الهندسية للتكوينات الصخرية

تتوقف صلاحية التكوينات الصخرية لأغراض التأسيس على مقاومة مادة الصخر وعلى طبيعة الفواصل والمسافات بينها وميلها واتجاهها. ويمكن تصنيف الصخور طبقا للخواص السابقة كما يلي:

٢/٨/٣/٣ (أ) تصنيف الصخور طبقا لمقاومتها القصوى

يمكن تصنيف الصخور طبقا لمقاومة الضغط غير المحاط باستخدام الجدول التالي:



## جدول رقم (٣-١٣) تصنيف الصخور طبقا لمقاومة الضغط غير المحاط

نوع الصخر	مقاومة الضغط غير المحاط	
	كجم / سم <sup>٢</sup>	ميغا نيوتن / م <sup>٢</sup>
قوى ( صلب) للغاية	< ٢٠٠٠	< ٢٠٠
قوى (صلب) جداً	١٠٠٠ - ٢٠٠٠	١٠٠ - ٢٠٠
قوى ( صلب)	٥٠٠ - ١٠٠٠	٥٠ - ١٠٠
متوسط القوة (الصلابة)	١٢٥ - ٥٠٠	١٢,٥ - ٥٠
متوسط الضعف	٥٠ - ١٢٥	٥ - ١٢,٥
ضعيف	١٢,٥ - ٥٠	١,٢٥ - ٥
ضعيف جداً	≥ ١٢,٥	≥ ١,٢٥

## ٢/٨/٣/٣ (ب) تصنيف الصخور طبقا للمسافات بين الفواصل

تتراوح المسافات بين الفواصل discontinuities في التكوينات الصخرية من متباعدة جدا إلى متقاربة جدا ويمكن تصنيفها كالتالى:

- مسافات متباعدة جدا : تزيد المسافات بين الفواصل في المتوسط عن ٣ متر.
- مسافات متباعدة : تتراوح المسافات بين الفواصل في المتوسط من ١ - ٣ متر.
- مسافات متقاربة نسبيا: تتراوح المسافات بين الفواصل في المتوسط من ٠,٣٠ - ١,٠٠ متر.
- مسافات متقاربة : تتراوح المسافات بين الفواصل في المتوسط من ٥٠ - ٣٠٠ مم.
- مسافات متقاربة جدا : المسافات بين الفواصل في المتوسط أقل من ٥٠ مم.

ويمكن الاستعانة بقيم معامل جودة الصخر (Rock Quality Designation) RQD لتصنيف التكوين الصخرى طبقا للمسافات بين الفواصل وطبيعتها.

وتحدد قيمة معامل جودة الصخر بجمع أطوال العينات اللبية (core samples) التي لا يقل طول كل منها عن ١٠٠ مم. وتحسب قيمة (RQD) كنسبة مئوية لهذه الأطوال بالنسبة لطول الحفر (core run) أثناء استخراج هذه العينات. ويمكن تقسيم جودة التكوينات الصخرية طبقا لقيمة معامل جودة الصخر كما يلي:

جدول رقم (٣-١٤) تصنيف الصخور لقيم معامل جودة الصخر

جودة الصخر	قيمة معامل جودة الصخر (%)
ضعيفة جدا	أقل من ٢٥
ضعيفة	٢٥ - ٥٠
متوسطة	٥٠ - ٧٥
جيدة	٧٥ - ٩٠
ممتازة	٩٠ - ١٠٠

ومن الجدير بالذكر أن كسر العينات اللبية أثناء الحفر أو نقل العينات يمكن ملاحظته بوجود كسر حديث غير منتظم في حين أن سطح الانفصال الطبيعي يكون عادة أكثر انتظاما نتيجة عوامل جيولوجية قديمة. لذلك يجب ضم العينات المكسورة نتيجة عوامل غير جيولوجية معا واعتبارها قطعة واحدة. وفي جميع الأحوال من المفضل قياس أطوال العينات اللبية أثناء عملية استخراج العينات وتسجيل طول حفر الماكينة (core run) لكل منها حيث أن بعض أنواع الصخر قد تتأثر بحرارة الجو ورطوبته.

وللحصول على نتائج جيدة لقيم معامل جودة الصخر فمن المفضل استخدام المواسير الثنائية (Double-tube core barrels) ذات قطر لا يقل عن ٥٤ ملمتر.

٢/٨/٣/٣ (ج) تصنيف الصخور طبقا لطبيعة واتجاه الفواصل

يمكن وصف طبيعة الفواصل في الصخور طبقا لعرض هذه الفواصل ودرجة تعرض أسطح تلامس الصخر للعوامل الجوية بالإضافة إلى خواص المواد المألقة لهذه الفواصل. وتتأثر صلاحية الصخر لأغراض التأسيس إلى حد كبير باتجاه الفواصل بالنسبة لاتجاه الحمل المؤثر، حيث أن وجود فاصل تحت الأساس قد يقلل من قدرة تحمل التكوين الصخري. ويمكن وصف التكوين الصخري بأنه يحتوي على فواصل ذات اتجاه حرج إذا كان هناك احتمال للانزلاق على سطح الفاصل تحت تأثير محصلة أحمال الأساس.

٣/٨/٣/٣ الأساسات الضعلة على الصخور السليمة

الصخر السليم هو الصخر الذي تزيد فيه المسافات بين الفواصل عن ١,٠٠ متر وتزيد مقاومة

الضغط الغير محاط له عن ١٠٠٠ كيلو نيوتن/م<sup>٢</sup> (١٠ كجم/سم<sup>٢</sup>) ويشمل هذا النوع الصخور ذات المقاومة الضعيفة جداً.

وعموماً فإن مقاومة هذا النوع من الصخور تزيد كثيراً عن متطلبات التصميم بشرط أن تكون الفواصل فيه من النوع المقبول وأن يكون اتجاهها غير حرجا بالنسبة للقوى المؤثرة. ولذلك يجب دراسة النقاط التالية بدقة قبل التصميم:

- تحديد نوع وأماكن وجود الفواصل الواقعة في مجال تأثير الأساس ويشمل ذلك تحديد سمك هذه الفواصل واتجاهاتها.

- تحديد مقاومة مادة الصخر.

ويجب أن يقوم بأجراء هذه الدراسة متخصصون في هذا المجال. ويتم التحديد النهائي لقدرة تحمل الصخر بعد دراسة وتحليل تأثير الفواصل على الأساس. وعلى سبيل المثال في حالة تكوين صخري ذي خصائص غير حرجه (سطح الصخر عمودي على الأساس، الحمل المؤثر ليس له مركبه مماسية، ولا توجد فواصل مفتوحة) يمكن تقدير قدرة التحمل المسموح بها من المعادلة الآتية:

$$q_{all} = k_{sp} \cdot q_{u-core} \quad (١٩-٣)$$

حيث:

قدرة التحمل المسموح بها باعتبار معامل أمان مقداره ٣.  $q_{all}$

مقاومة الضغط غير المحاط لعينات الصخر.  $q_{u-core}$

معامل يعتمد على المسافات بين الفواصل كما هو موضح بالجدول رقم  $k_{sp}$

(١٥-٣).

جدول رقم (١٥-٣) قيم المعامل  $k_{sp}$

$k_{sp}$	المسافات بين الفواصل
٠,٤٠	متباعدة جداً (< ٣ متر)
٠,٢٥	متباعدة (١-٣ متر)
٠,١٠	متقاربة نسبياً (٠,٣ - ١,٠ متر)

ومن الجدير بالذكر أنه يمكن اعتبار التكوينات الصخرية المحتوية على فواصل متقاربة نسبياً (٠,٣٠-١,٠٠ م) كحالة انتقالية بين الصخر السليم والصخر الغير سليم. والشكل رقم (٣-٢٦)

يوضح العوامل التي تؤثر على المعامل ( $K_{sp}$ ) ويبين تأثير الفواصل على قدرة التحمل. وهذه العلاقة صالحة للصخور ذات الفواصل التي لا تقل المسافات بينها عن ٣٠٠ مم وسمكها أقل من ٥ مم أو سمكها أقل من ٢٥ مم لو كانت محتوية على مواد مألثة على الاقل عرض الأساس عن ٣٠٠ مم.

#### ٤/٨/٣/٣ الأساسات الضحلة على الصخور غير السليمة

تعتبر الصخور غير سليمة إذا كانت الفواصل شديدة التقارب أو إذا كان الصخر مفتتا أو متكسرا. وفي هذه الأحوال يعامل الصخر معاملة التربة غير المتماسكة وتصمم الأساسات على ضوء قواعد ميكانيكا التربة. وعموما فإنه من الصعب تعيين أو تقدير قيمة معاملات المقاومة الداخلة في حساب قدرة تحمل هذه الصخور.

#### ٥/٨/٣/٣ الأساسات الضحلة على الصخور ذات المشاكل

في حالة التأسيس على تكوينات الصخور ذات المشاكل مثل الصخور المحتوية على نسبة كبيرة من الفراغات والفجوات caves و كذلك الصخور القابلة للذوبان في الماء (مثل انواع من الحجر الجيري و تكوينات الجبس والرخام)، فإنه يجب الأخذ في الاعتبار المشاكل التي قد تنتج للأساسات على هذه التكوينات مع مرور عمر المنشآت.

#### ٩/٣/٣ اعتبارات خاصة بتوزيع ضغط التلامس وعلاقته بقدرة التحمل

##### ١/٩/٣/٣ مقدمة

يحسب ضغط التلامس contact pressure عموما عند حمل التشغيل تبعا لنظرية المرونة (كما هو وارد في الباب ٥/٣). ويجب مقارنته بتوزيع ضغط التلامس الفعلي بتوزيع ضغط التلامس عند فشل التربة. وقد يتطلب الأمر إعادة توزيع ضغط التلامس الفعلي بحيث لايزيد في أى نقطة تحت الأساس عن ضغط التلامس في حالة فشل التربة. كما قد يتطلب الأمر احيانا إعادة حساب قدرة تحمل التربة.

يوضح العوامل التي تؤثر على المعامل ( $K_{sp}$ ) ويبين تأثير الفواصل على قدرة التحمل. وهذه العلاقة صالحة للصخور ذات الفواصل التي لا تقل المسافات بينها عن ٣٠٠ مم وسمكها أقل من ٥ مم أو سمكها أقل من ٢٥ مم لو كانت محتوية على مواد مألثة على الاقل عرض الأساس عن ٣٠٠ مم.

### ٤/٨/٣/٣ الأساسات الضحلة على الصخور غير السليمة

تعتبر الصخور غير سليمة إذا كانت الفواصل شديدة التقارب أو إذا كان الصخر مفتتا أو متكسرا. وفي هذه الأحوال يعامل الصخر معاملة التربة غير المتماسكة وتصمم الأساسات على ضوء قواعد ميكانيكا التربة. وعموما فإنه من الصعب تعيين أو تقدير قيمة معاملات المقاومة الداخلة في حساب قدرة تحمل هذه الصخور.

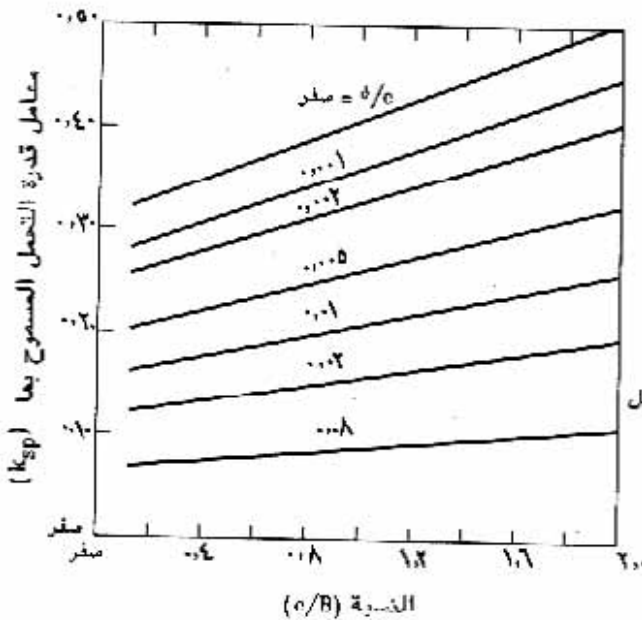
### ٥/٨/٣/٣ الأساسات الضحلة على الصخور ذات المشاكل

في حالة التأسيس على تكوينات الصخور ذات المشاكل مثل الصخور المحتوية على نسبة كبيرة من الفراغات والفجوات caves و كذلك الصخور القابلة للذوبان في الماء (مثل انواع من الحجر الجيري و تكوينات الجبس والرخام)، فإنه يجب الأخذ في الاعتبار المشاكل التي قد تنتج للأساسات على هذه التكوينات مع مرور عمر المنشآت.

### ٩/٣/٣ اعتبارات خاصة بتوزيع ضغط التلامس وعلاقته بقدرة التحمل

#### ١/٩/٣/٣ مقدمة

يحسب ضغط التلامس contact pressure عموما عند حمل التشغيل تبعا لنظرية المرونة (كما هو وارد في الباب ٥/٣). ويجب مقارنته بتوزيع ضغط التلامس الفعلي بتوزيع ضغط التلامس عند فشل التربة. وقد يتطلب الأمر إعادة توزيع ضغط التلامس الفعلي بحيث لايزيد في أى نقطة تحت الأساس عن ضغط التلامس في حالة فشل التربة. كما قد يتطلب الأمر احيانا إعادة حساب قدرة تحمل التربة.



$$k_{sp} = \frac{3 + c/B}{10 \sqrt{1 + 300 \delta/c}}$$

$c$  = المسافات بين الفواصل

$\delta$  = سمك الفواصل

$B$  = عرض القاعدة

ملحوظة:

المعامل يأخذ في الاعتبار وجود الفواصل ومقاسها ويتضمن معامل اعتباري للأمان من فشل الأساس مقداره ٣

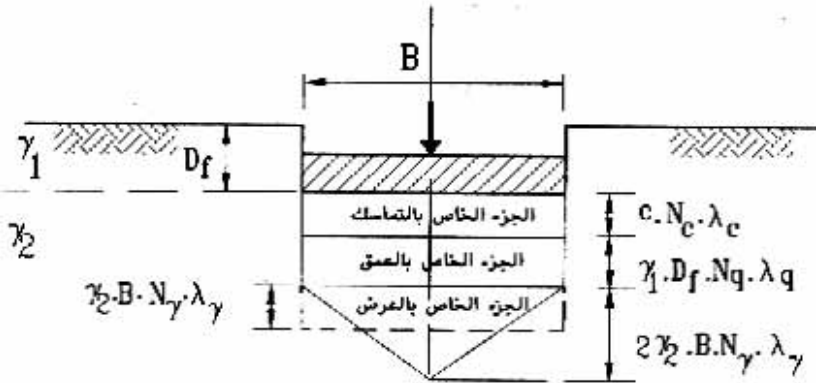
شكل (٣-٢٦) معامل قدرة التحمل المسموح به المستخدم في الصخور

٢/٩/٣/٣ توزيع ضغط التلامس عند فشل التربة

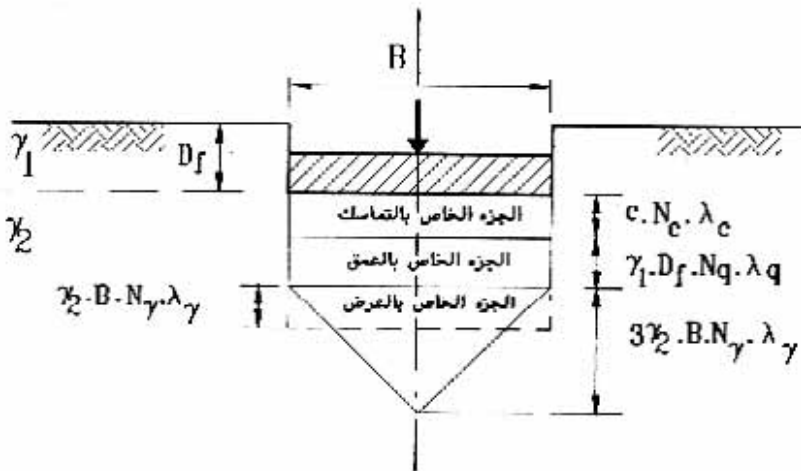
طبقاً للمعادلة (٣-٧) فإن قدرة التحمل القصوى للتربة تتكون من ثلاثة أجزاء: الجزء الأول يتعلق بتماسك التربة، والجزء الثاني بعمق التأسيس، والجزء الثالث بعرض الأساس. ويتحدد توزيع ضغط التلامس عند فشل التربة تبعاً لهذه الأجزاء كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٢٧) حيث ينتج عن الجزئين الأول والثاني توزيعاً منتظماً لضغط التلامس. أما توزيع ضغط التلامس الناتج عن الجزء الثالث (الخاص بعرض الأساس) فيمكن تقريبه إلى شكل مثلث في حالة الأساس الشريطي أو شكل هرمي في حالة الأساسات المستطيلة أو شكل مخروطي في حالة الأساسات الدائرية. وتحدد القيمة القصوى لضغط التلامس أسفل مركز الأساس كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٢٧).

٣/٩/٣/٣ توزيع ضغط التلامس تحت تأثير أحمال التشغيل

يتناول الباب (٥/٣) والخاص بتوزيع ضغط التلامس تحت الأساسات الضحلة الطرق التفصيلية لتحديد ضغط التلامس تحت تأثير أحمال التشغيل.



اساس شريطي  $B \ll L$



اساس مربع او دائري

شكل (٢٧-٢) توزيع ضغط التلامس عند فشل التربة

ويوجه عام يعتمد توزيع ضغط التلامس على خواص التربة والاساس كما هو مبين بالشكل رقم (٢٨-٢). وبالنسبة لخواص الاساس يعتمد توزيع ضغط التلامس على عرضه (B) ، والنسبة بين بعدي الجوانب  $L, B$  وسمكه ومعامل مرونته. أما فيما يتعلق بالتربة فان الخواص الحاكمة هي سمك الطبقة المنضغطة ( $d_s$ ) ومعامل الانضغاط ( $E_s$ ). وقد وجد أن الجماعة النسبية بين

التربة والأساس  $k = \frac{E}{E_s} \left(\frac{d}{B}\right)^3$  هي العامل الرئيسي المؤثر على توزيع ضغط التلامس وتبعاً لهذه الجساءة النسبية يمكن تصنيف الأساسات المستمرة أو اللبشة على أنها شديدة الجساءة، متوسطة الجساءة أو مرنة.

٣/٣/٩/٣ (أ) الأساسات شديدة الجساءة ( $K \geq 2$ )

في حالة الأساسات شديدة الجساءة very rigid تكون قيمة ضغط التلامس عند حواف الأساس أكبر من قيمته عند منتصف الأساس تحت تأثير حمل مركزي كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٢٩).

٣/٩/٣/٣ (ب) الأساسات المرنة ( $K \leq 0.005$ )

في حالة الأساسات المرنة flexible يكون توزيع ضغط التلامس مركزياً في منطقة التحميل كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٢٩).

٣/٩/٣/٣ (ج) الأساسات متوسطة الجساءة ( $0.005 < K < 2$ )

في حالة الأساسات متوسطة الجساءة moderately rigid يأخذ ضغط التلامس توزيعاً بين التوزيعين المذكورين في الحالتين السابقتين.

٤/٩/٣/٣ تأثير درجة جساءة الأساس على قدرة تحمل التربة

يتأثر توزيع ضغط التلامس تأثيراً كبيراً بجساءة الأساس ومعامل الأمان المستخدم من فشل التربة.

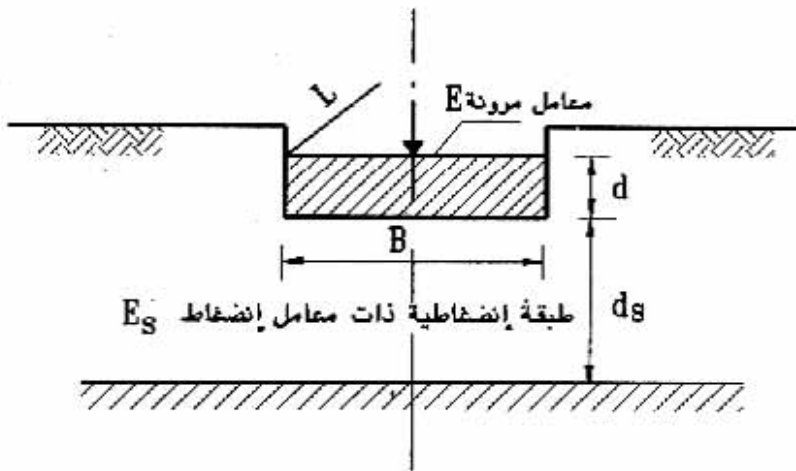
٤/٩/٣/٣ (أ) الأساسات شديدة الجساءة

عند مقارنة توزيع ضغط التلامس تحت تأثير حمل التشغيل بمثله عند فشل التربة، فإنه يجب الأخذ في الاعتبار الحالتين التاليتين:

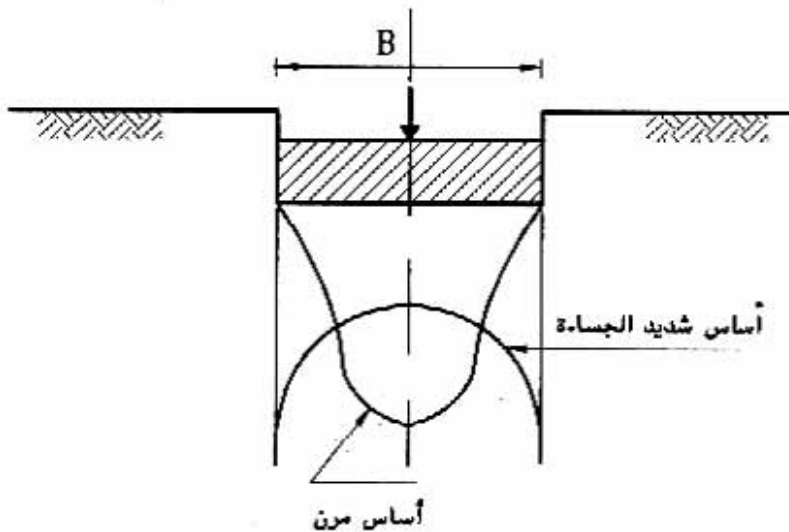
الحالة الأولى: معامل الأمان كبير نسبياً

في هذه الحالة يكون إجهاد التشغيل صغيراً بالنسبة لقدرة التحمل القصوى للتربة. ويصبح ضغط التلامس الناتج من حمل الأساس عند أي نقطة من مساحة التلامس أصغر من مثله في حالة فشل التربة (شكل رقم ٣-٣٠). وبالتالي فإنه ليس هناك احتمال في حدوث فشل جزئي في التربة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٣١).





شكل (٣-٢٨) خواص التربة وخواص الأساس المؤثرة على توزيع ضغط التلامس



شكل (٣-٢٩) توزيع ضغط التلامس للأساسات المرنة والأساسات شديدة الجساءة

الحالة الثانية: معامل الأمان صغير نسبياً

في هذه الحالة قد يزيد ضغط التلامس الناتج من حمل التشغيل عند حواف الأساس عن مثيله عند قسمل التربة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٣١) مما يسبب فشلاً جزئياً للتربة. ويوصى باتباع

مايلي:

- إذا تطلب الأمر ضمان عدم حدوث فشل جزئي للتربة كما هو الحال في المنشآت الحصانة ذات الطبيعة والأهمية الخاصة فيجب استبدال الأساس المقترح بأخر ذي مساحة أكبر للوصول إلى الحالة الأولى التي سبق توضيحها.
- أما في الحالة التي يسمح فيها بفشل جزئي دون الإخلال بأمان وسلامة المنشأ فيجب عند تصميم الأساس إعادة توزيع ضغط التلامس بحيث لا تزيد قيمته عند أي نقطة تحت تأثير حمل التشغيل عن قيمته في حالة فشل التربة (الملحني رقم ٣ شكل رقم ٣-٣١).

#### ٤/٩/٣/٣ (ب) الأساسات المرنة

قد يحدث فشل جزئي للتربة في حالة الأساسات المرنة التي لا تتوفر فيها الجماءة الكافية لتوزيع أحمال الأساس على كامل مساحة تلامسه مع التربة. ولذلك يوصى في هذه الحالة باختيار مساحة تلامس مخفضة  $L'_1 \times B'_1$  (شكل رقم ٣-٣٢) لتحديد مساحة الأساس الفعالة. وتعين قدر التحمل القصوى للأساس ويوزع ضغط التلامس عند فشل التربة بالطرق المذكورة سابقاً وذلك للمساحة الفعالة  $L'_1 \times B'_1$  والعمق الحاكم  $D'_f$ .

#### ١٠/٣/٣ القيم الافتراضية المسموح بها لقدرة تحمل التربة والصخور

من الصعب تعميم قيم افتراضية لقدرة التحمل المسموح بها. فهناك عوامل عديدة ومختلفة تؤثر على قدرة التحمل بالإضافة إلى أنه لا يمكن تقدير قدرة التحمل المسموح بها دون أخذ تأثير الهبوط في الاعتبار. ولكن ولأغراض التصميم المبدئي فإنه من الأهمية بمكان أن تتوافر لدى المصمم قيم افتراضية أولية لقدرة التحمل المسموح بها. والجدول رقم (٣-١٦) يوضح هذه القيم التقديرية لقدرة التحمل مع ملاحظة ألا تستخدم هذه القيم إلا في مراحل التصميم الأولى فقط. ويجب على المصمم بعد ذلك تحديد خواص التربة والصخور بتجارب حقلية ومعملية وحساب قدرة تحمل التربة طبقاً لهذا الكود.

مايلي:

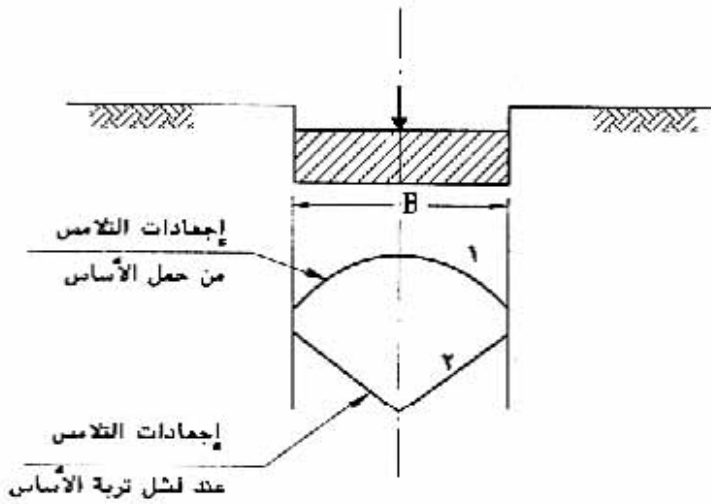
- إذا تطلب الأمر ضمان عدم حدوث فشل جزئي للتربة كما هو الحال في المنشآت الحساسة ذات الطبيعة والأهمية الخاصة فيجب استبدال الأساس المقترح بأخر ذي مساحة أكبر للوصول إلى الحالة الأولى التي سبق توضيحها.
- أما في الحالة التي يسمح فيها بفشل جزئي دون الإخلال بأمان وسلامة المنشأ فيجب عند تصميم الأساس إعادة توزيع ضغط التلامس بحيث لا تزيد قيمته عند أي نقطة تحت تأثير حمل التشغيل عن قيمته في حالة فشل التربة (الملحني رقم ٣ شكل رقم ٣-٣١).

#### ٤/٩/٣/٣ (ب) الأساسات المرنة

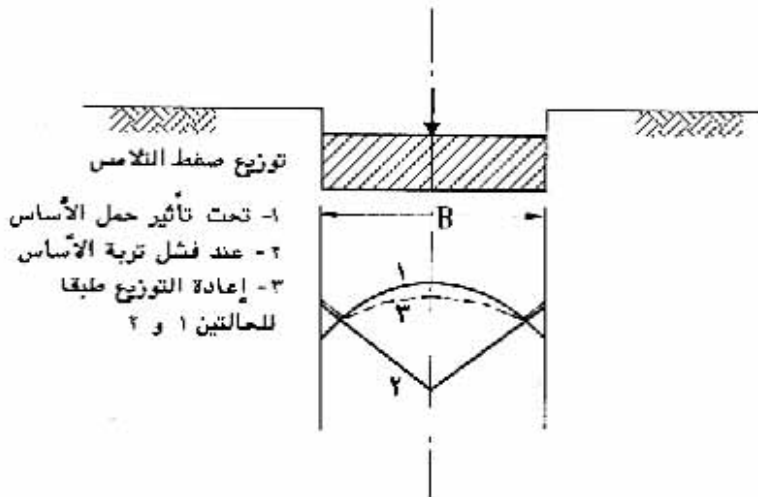
قد يحدث فشل جزئي للتربة في حالة الأساسات المرنة التي لا تتوفر فيها الجماءة الكافية لتوزيع أحمال الأساس على كامل مساحة تلامسه مع التربة. ولذلك يوصى في هذه الحالة باختيار مساحة تلامس مخفضة  $L'_1 \times B'_1$  (شكل رقم ٣-٣٢) لتحديد مساحة الأساس الفعالة. وتعين قدر التحمل القصوى للأساس ويوزع ضغط التلامس عند فشل التربة بالطرق المذكورة سابقاً وذلك للمساحة الفعالة  $L'_1 \times B'_1$  والعمق الحاكم  $D'_f$ .

#### ١٠/٣/٣ القيم الافتراضية المسموح بها لقدرة تحمل التربة والصخور

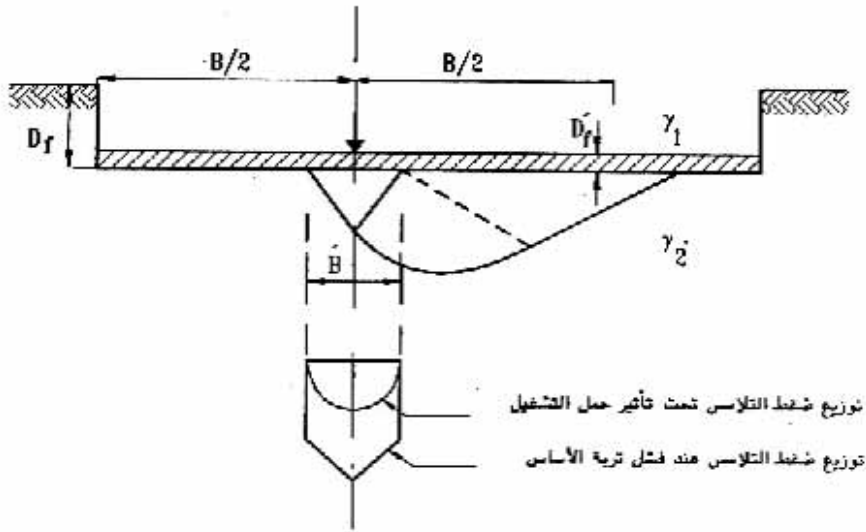
من الصعب تعميم قيم افتراضية لقدرة التحمل المسموح بها. فهناك عوامل عديدة ومختلفة تؤثر على قدرة التحمل بالإضافة إلى أنه لا يمكن تقدير قدرة التحمل المسموح بها دون أخذ تأثير الهبوط في الاعتبار. ولكن ولأغراض التصميم المبدئي فإنه من الأهمية بمكان أن تتوافر لدى المصمم قيم افتراضية أولية لقدرة التحمل المسموح بها. والجدول رقم (٣-١٦) يوضح هذه القيم التقديرية لقدرة التحمل مع ملاحظة ألا تستخدم هذه القيم إلا في مراحل التصميم الأولى فقط. ويجب على المصمم بعد ذلك تحديد خواص التربة والصخور بتجارب حقلية ومعملية وحساب قدرة تحمل التربة طبقاً لهذا الكود.



شكل (٣-٣) أساس شديد الجساءة بإعتبار معامل أمان كبير



شكل (٣-٣) أساس شديد الجساءة بإعتبار معامل أمان صغير



شكل (٣-٣٢) توزيع ضغط التماس لأساس مرن

جدول رقم (٣-١٦) القيم التقديرية لقدرة التحمل المسموح بها  
للتربة والصخور

ملاحظات	قدرة التحمل كيلو نيوتن /م <sup>٢</sup> ( كجم / مم <sup>٢</sup> )	الوصف	نوع التربة
	١٠٠٠٠ - ٥٠٠٠ ( ١٠٠ - ٥٠ )	صخور سليمة	تكوينات كرسطالية من الصخور النارية والمتحولة
	٤٠٠٠ - ٢٠٠٠ ( ٤٠ - ٢٠ )	صخور سليمة	صخور رقاظية متحولة
	٢٥٠٠ - ١٠٠٠ ( ٣٥ - ١٠ )	صخور سميكة	صخور رسوبية ( حجر طمي - حجر رملي - حجر جيري )
ما لم تكن تتأثر بالماء	١٠٠٠ - ٥٠٠ ( ١٠ - ٥ )	صخور رخوة	الصخور المعرضة للعوامل الجوية و الصخور الطينية
عرض الأساس لا يقل عن ١,٠٠ متر	٧٠٠-٥٠٠ (٧-٥) ٦٠٠-٤٠٠ (٦-٤) ٤٠٠-٢٠٠ (٤-٢)	عالي الدمك متوسط الدمك سائب	زلط - خليط من الزلط والرمل أو خليط من الزلط والرغاسم (١)
	٥٠٠-٣٠٠ (٥-٣)	كثيف جداً	رمل خشن إلى متوسط أو رمل مع قليل من للزلط (١)
	٣٠٠-١٥٠ (٣-١,٥)	متوسط الكثافة إلى كثيف	
	٢٠٠-١٠٠ (٢-١)	سائب	

- (١) القيم الواردة في هذا الجدول تسرى في حالة التربة غير المغسورة و تؤخذ نصف هذه القيمة في حالة ما إذا كانت التربة مغسورة أسفل منسوب المياه الأرضية و منسوب التأسيس.
- (٢) القيم الواردة في هذا الجدول تسرى في حالة التربة كاملة التشبع.

تابع جدول رقم (٣-١٦) القيم التقديرية لقدرة التحمل المسموح بها  
للترية والصخور

ملاحظات	قدرة التحمل كيلو نيوتن /م <sup>٢</sup> (كجم / سم <sup>٢</sup> )	الوصف	نوع الترية
عرض الأساس لا يقع عن ١,٠٠ متر	٤٠٠-٢٠٠ (٤,٠ - ٢,٠)	كثيف جداً	رمل ناعم إلى متوسط أو رمل متوسط إلى خشن طيني أو طيني (١)
	٢٥٠-١٥٠ (٢,٥ - ١,٥)	متوسط الكثافة إلى كثيف	
	١٥٠-١٠٠ (١,٥ - ١,٠)	سائب	
عمق التأسيس من ٠,٨ إلى ١,٥ متر	٢٠٠-١٠٠ (٢ - ١)		طيني غير عضوي non-organic أو طيني رملي
هذه المجموعة عرضة للهبوط نتيجة التضاعط على المدى الطويل	٤٠٠ < (٤,٠ <)	صلد	طين متجانس غير عضوي أو طين رملي أو طين طيني أو طيني (٢)
	٤٠٠-٢٠٠ (٤,٠ - ٢,٠)	تدديد التماسك	
	٢٠٠-١٠٠ (٢,٠ - ١,٠)	متماسك	
	١٠٠-٥٠ (١,٠ - ٠,٥)	متوسط التماسك	
	٥٠-٢٥ (٠,٥ - ٠,٢٥)	ضعيف التماسك	
٢٥ > (٠,٢٥ >)	ضعيف التماسك جداً		

- (١) القيم الواردة في هذا الجدول تنسرى في حالة الترية غير المغمورة و تؤخذ نصف هذه القيمة في حالة ما إذا كانت الترية مغمورة أسفل منسوب المياه الأرضية و منسوب التأسيس.
- (٢) القيم الواردة في هذا الجدول تنسرى في حالة الترية كاملة التشبع.

### ٤/٣ هبوط الأساسات الضحلة

#### ١/٤/٣ مقدمة

يوضح هذا الباب بعض الطرق لحساب الهبوط المتوقع للأساسات الضحلة وعلاقة الهبوط مع الزمن. ويتضمن هذا الباب أيضا بعض الطرق المبسطة لحساب الهبوط والتي يمكن استخدامها عندما تكون المعلومات المتاحة عن خواص التربة محدودة أو عندما يراد تحديد قيم تقديرية للهبوط. ويقتصر هذا الباب على حساب الهبوط الناتج من الاجهادات الإضافية المتولدة داخل التربة مع الأخذ في الاعتبار توافر الشرطين التاليين:-

- ١- أن يكون هناك معامل أمان مناسب من فشل تربة الأساس ، أنظر باب (٢/٣ ، ٣/٣).
  - ٢- أن تكون قيم اجهادات التلامس بين قاعدة الأساس والتربة معروفة ويتوقف ذلك على درجة جساءة الأساس (أنظر فصل ٩/٣/٣).
- ويراعى أن هناك عوامل أخرى يمكن أن تؤثر على قيمة الهبوط المتوقع للأساس والتي يجب أخذها في الاعتبار عند التصميم (أنظر فصل ٩/٤/٣).

#### ٢/٤/٣ عناصر الهبوط

يمكن تقسيم الهبوط الكلى الذى يحدث للأساسات الضحلة إلى ثلاث عناصر كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٣٣) :

Immediate settlement

(أ) هبوط فوري

Consolidation settlement

(ب) هبوط ناتج عن تدعيم التربة

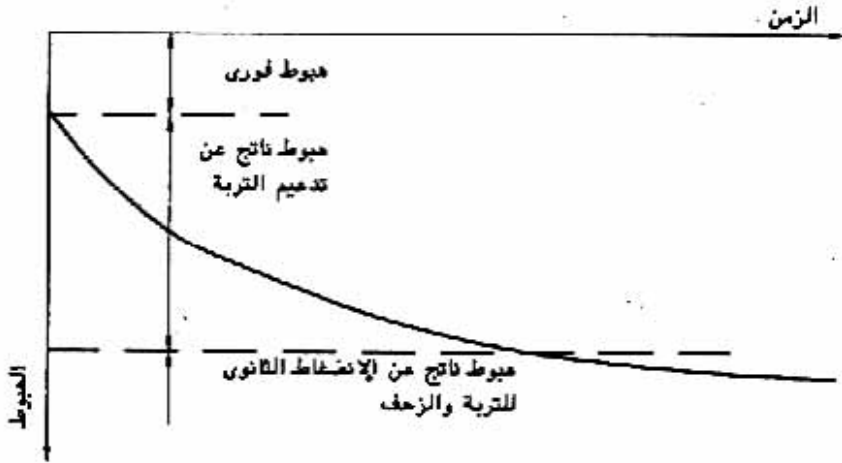
(ج) هبوط ناتج عن الانضغاط الثانوى للتربة والزحف

Secondary compression and creep settlement

ويمكن فى حالة التربة غير المتماسكة (الرملية والزلطية) إهمال الهبوط الناتج عن تدعيم التربة والهبوط الناتج عن الانضغاط الثانوى والزحف.

أما فى حالة التربة المتماسكة (الطينية) ، فيمثل الهبوط الناتج عن التدعيم عادة الجزء الأكبر من قيمة الهبوط الكلى المتوقع للتربة. وفى بعض أنواع التربة المتماسكة فأن الهبوط الناتج عن الانضغاط الثانوى والزحف قد يكون ذو القيمة الموثرة.





شكل (٣-٣٣) عناصر هبوط الأساسات

### ٣/٤/٣ البيانات المطلوبة لحساب الهبوط

لحساب الهبوط يجب توافر البيانات التالية عن الأحمال و الأساس وتربة التأسيس.

### ١/٣/٤/٣ الأحمال

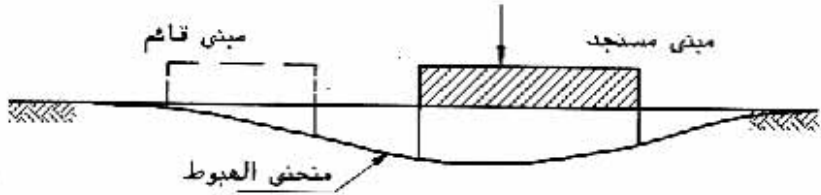
يرجع إلى فصل (٤/٢/٣) الخاص بحالات التحميل مع مراعاة مايلي:

- أ- في حالة التربة غير المتماسكة يؤخذ في الاعتبار الأحمال الناتجة من حالى التحميل ١، ٢.
- ب- في حالة التربة المتماسكة يؤخذ في الاعتبار الأحمال الناتجة عن حالى التحميل ١، ٢ وذلك عند حساب الهبوط الفورى . أما فى حالة حساب الهبوط الناتج عن التدعيم فيؤخذ ٥٠% فقط من قيمة الاحمال غير الدائمة (مثل الحمل المتحرك وحمل الرياح... الخ) ، بالإضافة إلى الاحمال الدائمة.

### ٢/٣/٤/٣ الأساس

يجب البدء بتحديد نوع الأساس وأبعاده والاحمال المؤثرة عليه. ويجب ملاحظة أن الأساسات القديمة قد تتعرض لهبوط إضافي بسبب إقامة منشآت جديدة بالقرب منها ( كما فى الشكل

رقم ٣ - ٢٤) .



شكل (٣-٣٤) تأثير أساس على آخر مجاور له

### ٣/٣/٤/٣ تربة التأسيس

يجب إجراء أبحاث التربة المنصوص عليها في الجزئين الأول والثاني لتحديد معاملات التربة اللازمة لحساب هبوط الأساسات.

وتعتبر التربة على وجه العموم مادة ذات خواص غير متماثلة في الاتجاهات المختلفة. ويمكن في حساب الهبوط افتراض أنها ذات خواص متماثلة في الاتجاهات المختلفة.

أما فيما يتعلق بالعلاقة بين الإجهاد والانفعال فسوف يتم التعبير عنها في هذا الكود باستخدام معامل الانضغاط في الاتجاه الرأسي ( $E_s$ ) ونسبة بواسون ( $\mu$ ).

وتتوقف العلاقة بين الإجهاد- الانفعال المعطلة بالمعامل ( $E_s$ ) إلى حد كبير على عوامل عديدة مثل نوع الاختبار وتصريف المياه من العينة أثناء الاختبار ومقدار الإجهاد الواقع عليها ٠.٠٠ الخ.

ويمكن أيضا استخدام العلاقة بين الإجهاد الانفعال stress - strain للتربة في الحصول على معاملات أخرى مثل معامل الانضغاط الحجمي ( $m_v$ ) أو دليل الانضغاط ( $c_o$ )

compression index أو دليل إعادة الانضغاط ( $c_r$ ) والتي يمكن ربطها بعلاقات مع معامل الانضغاط ( $E_s$ ).

### ٣/٣/٤/٣ (أ) نسبة بواسون للتربة ( $\mu$ )

يمكن تحديد نسبة بواسون للتربة من اختبار القص ثلاثي المحاور triaxial أو اختبار الضغط غير المحاط. ويمكن في بعض الحالات الخاصة تحديدها من اختبار الانضغاط.

أما في حالة عدم التمكن من تحديد نسبة بواسون بدقة فيمكن استخدام القيم التقريبية الموضحة في الجدول رقم (٣-١٧).

جدول رقم (٣-١٧) القيم التقديرية لنسبة بواسون (١١)

نوع التربة	طين مشبع	طمي و رمل
$\mu$	٠,٥	٠,٣

(ب) معامل الانضغاط التربة ( $E_s$ )

يحسب معامل الانضغاط  $E_s$  عند قيمة إجهاد معينة من العلاقة التالية:

$$E_s = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (٣-٢٠)$$

حيث:

(كيلونيوتن/م<sup>٢</sup>)

$\sigma$  الإجهاد

$\varepsilon$  الانفعال

وتحدد قيمة معامل الانضغاط عن طريق الاختبارات المعملية أو الحقلية كما يمكن تقدير قيمته من واقع الخبرة العملية كما سيبين فيما بعد.

أولاً: تعيين معامل الانضغاط من التجارب المعملية

(أ) باستخدام الاختبار ثلاثي المحاور

يتم أخذ عينة ممثلة للطبقة القابلة للانضغاط كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٣٥). تعرض العينة في جهاز الاختبار ثلاثي المحاور إلى إجهاد رأسي ( $\sigma'_{10}$ ) يكون مساوياً لضغط العبء الرأسي الفعال ( $\sigma'_{10} = \gamma \cdot z$ ) وإجهاد عرضي ( $\sigma'_{30}$ ) مساوياً لضغط التربة في حالة السكون، أي ( $\sigma'_{30} = k_0 \sigma'_{10}$ ) حيث  $k_0$  معامل ضغط التربة في حالة السكون

coefficient of earth pressure at rest. تحت تأثير الإجهادات السابقة يسمح بتصريف المياه حتى يتم تدعيم العينة في ظروف التربة الطبيعية بالموقع. بعد ذلك تعرض العينة إلى الأجهاد الرأسي ( $\sigma_1$ ) والأجهاد العرضي ( $\sigma_3$ ) الناتجة عن أحمال الأساس كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٣٥) مع عدم السماح بتصريف المياه ويمثل انفعال العينة ( $\varepsilon = \Delta h/h$ ) في هذه الحالة الانضغاط الفوري مع عدم حدوث تغير في الحجم كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٣٦).

ويمكن حساب معامل الانضغاط في هذه الحالة والخاص بحساب الهبوط الفوري من الإجهاد الرأسى ( $\sigma_1$ ) والانفعال المقاس ( $\epsilon$ ). بعد ذلك يسمح بتصريف المياه والعينة معرضة للجهدات المايقة وبعد تمام التدعيم يكون الأفعال المقاس معثلا للإنضغاط الناتج عن التدعيم. ويمكن حساب معامل الانضغاط الخاص بالهبوط نتيجة للتدعيم من الإجهاد الرأسى ( $\sigma_1$ ) والانفعال المقاس أثناء التدعيم.

ويمكن رسم منحني الاجهاد- الانفعال للعينة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٣٧) وحساب معامل الانضغاط ( $E_s$ ) من علاقة الأجهاد- الأفعال مع مراعاة أن هذا المعامل يمثل الهبوط الفوري إذا تم إجراء التجربة مع عدم تصريف المياه ويمثل الهبوط الناتج من التدعيم إذا تم إجراء التجربة مع السماح بتصريف المياه. ويوصى باستخدام معامل التماس الابتدائى أو معامل القاطع عند

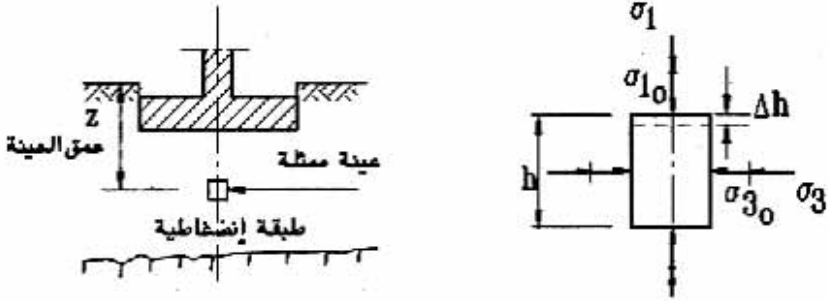
$$\sigma_{1(\max)} \times (0,5 - 0,30) = (\sigma_1) \text{ أجهاد}$$

(ب) باستخدام اختبار التدعيم بواسطة الإيومتر (oedometer)

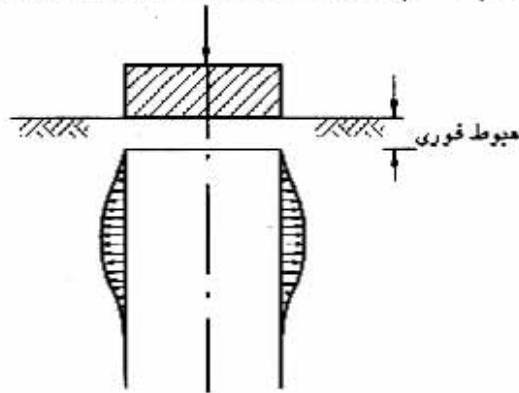
يعتبر الاختبار بهذا الجهاز حالة خاصة من الاختبار ثلاثى المحاور حيث يكون الاجهاد العرضى ( $\sigma_3$ ) مساويا  $k_0 \sigma_1$  كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٢٨-أ). ومن هذا الشكل يتضح أن معامل الانضغاط ( $E_s$ ) الناتج يعتمد على قيمة الإجهاد الرأسى. ويمكن توقع نتائج هذه التجربة على شكل علاقة بين الإجهاد ( $\sigma$ ) ونسبة الفراغات ( $e$ ) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٣٨-ب) ومن هذه العلاقة يمكن إيجاد المعامل ( $E_s$ ) كما يلي:

$$E_s = \frac{1}{m_v} = \Delta\sigma \left( \frac{1 + e_0}{\Delta e} \right) \quad (٣-٢١)$$

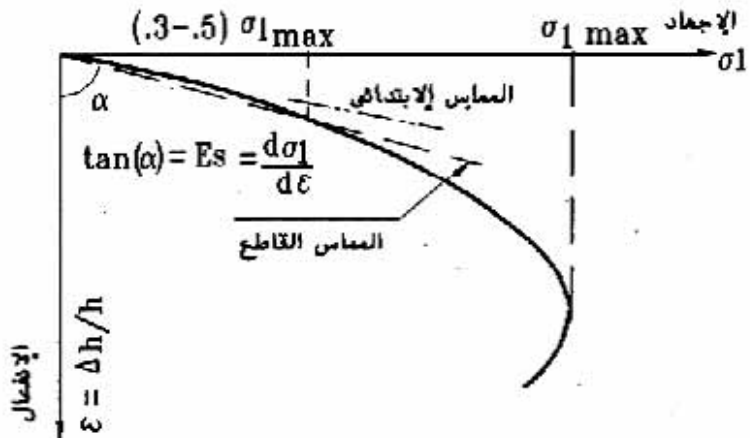
كما يمكن توقع نتائج هذه التجربة على شكل علاقة بين لوغاريتم الإجهاد ( $\log \sigma$ ) ونسبة الفراغات ( $e$ ) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٣٩) وذلك لحساب دليل الانضغاط ( $c_c$ ) compression index ودليل إعادة الانضغاط (recompression index  $c_r$ ).



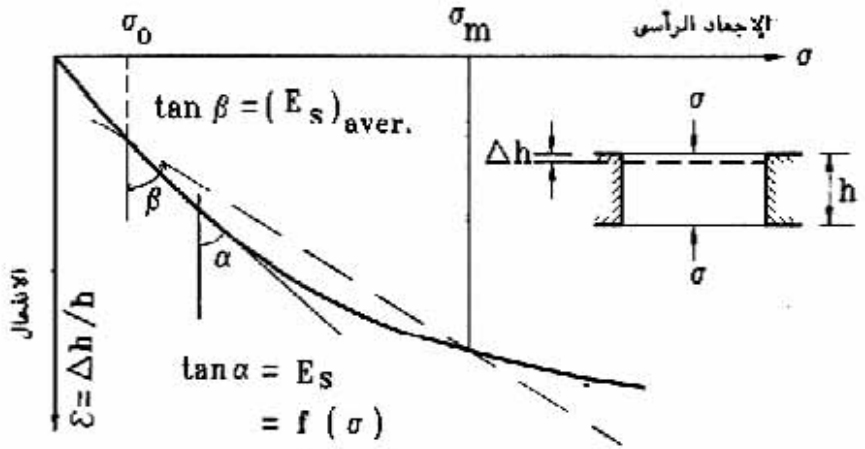
شكل (٣-٣٥) تعيين معامل الانضغاط من اختبار ثلاثي المحاور



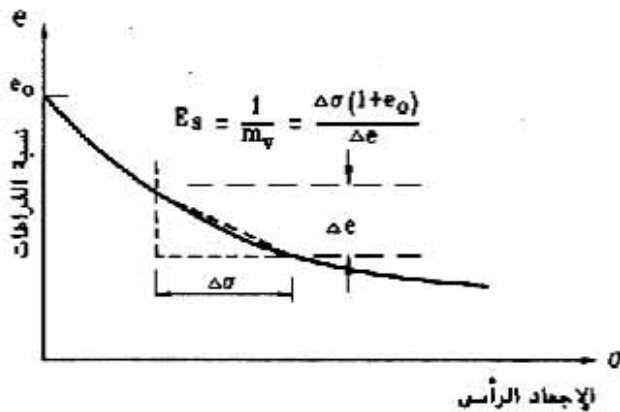
شكل (٣-٣٦) انهبوط الفوري مع عدم حدوث تغير في الحجم



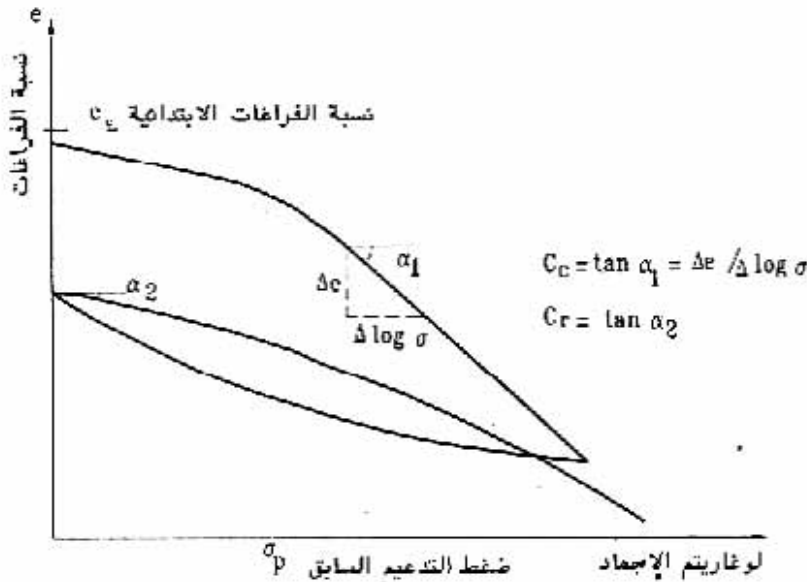
شكل (٣-٣٧) علاقة الإجهاد - الإفعال الناتجة من اختبار ثلاثي المحاور



شكل (٣-٣٨-أ) علاقة الإجهاد- الانفعال من اختبار الايدومتر  
 لحساب معامل الانضغاط  $E_s$



شكل (٣-٣٨-ب) علاقة الإجهاد- نسبة الفراغات  
 الناتجة من اختبار الايدومتر



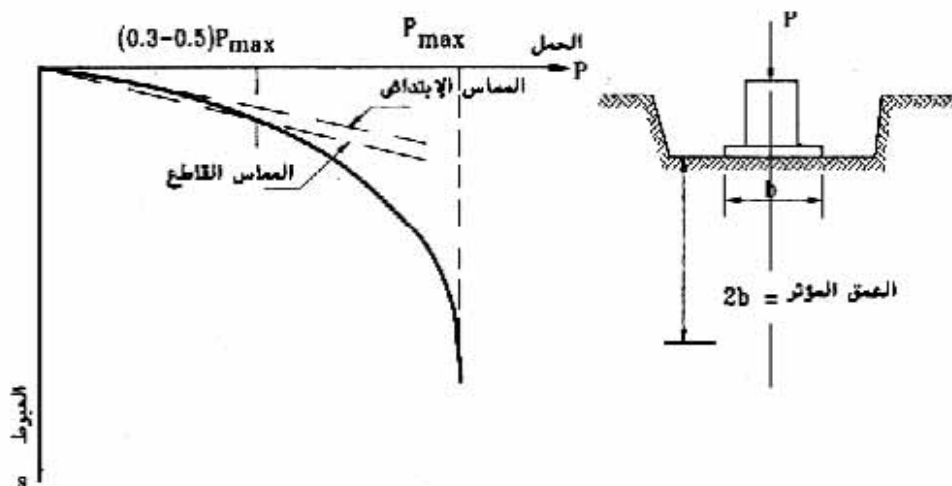
شكل (٣-٣٩) علاقة الإجهاد- نسبة الفراغات من اختبار الإيدومتر  
لحساب دليل الانضغاط ( $C_c$ ) و دليل إعادة الانضغاط ( $C_r$ )

ثانيا: تعيين معامل الانضغاط من التجارب الحقلية

تستخدم التجارب الحقلية لتقدير معامل انضغاط التربة. وعند استخدام التجارب الحقلية لتقدير قيمة معامل الانضغاط يجب تنفيذ عدد كاف من الجسات بأعماق مناسبة بالموقع. وفيما يلي بعض التجارب الحقلية التي تستخدم لتقدير معامل الانضغاط:

#### أ- تجربة التحميل باللوح

يمكن إيجاد معامل الانضغاط من العلاقة بين الحمل- الهبوط لهذه التجربة. ويوصى باستخدام المماس الابتدائي أو القاطع، كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٤٠) ويجب التوجيه إلى أن معامل الانضغاط الناتج من هذه التجربة يمثل التربة إلى عمق يساوي تقريبا ضعف عرض اللوح المستعمل. كذلك فإن نتائج هذه التجربة لا تعطي تقديرا للهبوط الناتج عن التدعيم الكلي في حالة التربة الطينية وإنما تعطي تقديرا للهبوط الفوري نظرا لتقصير الوقت النسبي الذي تستغرقه هذه التجربة.



شكل (٤٠-٣) اختبار التحميل بالبروط

ب- تجربة الإختراق القياسية

يمكن تقدير معامل الانضغاط ( $E_s$ ) لحساب الهبوط الكلي التقريبي في حالة التربة غير المتماسكة من العلاقة مع عدد الدقات ( $N$ ) كما يلي:

$$E_s = (4-12) N$$

$$(٢٢-٣)$$

$$E_s = 4 N$$

\* للتربة الطميية والرملية الطميية

$$E_s = 7 N$$

\* للتربة الرملية الناعمة إلى المتوسطة

$$E_s = 10 N$$

\* للتربة الرملية الخشنة والرملية المختلط بها قليل من الزلط

$$E_s = 12 N$$

\* للتربة الزلطية والرملية الزلطية

حيث:

$E_s$  معامل الإضغاط بوحدات الكيلوجرام/سم<sup>٢</sup>

$N$  عدد الدقات من إختبار الإختراق القياسي



ج- تجربة المخروط الاستاتيكي

يمكن تقدير معامل الانضغاط ( $E_s$ ) لحساب الهبوط الكلى التقريبي من واقع نتائج تجربة المخروط الاستاتيكي (CPT) باستخدام العلاقات الموضحة بالجدول التالي:

جدول رقم (٣-١٨) تقدير معامل الانضغاط ( $E_s$ )  
من تجربة المخروط الاستاتيكي

معامل الانضغاط	نوع التربة
$E_s = 1.5 q_{cone}$	طمي ورمل
$= 2.0 q_{cone}$	رمل متوسط الكثافة
$= 3.0 q_{cone}$	رمل كثيف
$= 4.0 q_{cone}$	رمل وزلط
$E_s = (3-8) q_{cone}$	طين

د - تجربة القص بالمروحة

يمكن تقدير معامل الانضغاط ( $E_u$ ) لحساب الهبوط الفوري للتربة الطينية بمعرفة مقاومة التماسك ( $c_u$ ) بواسطة تجربة القص بالمروحة vane shear test كما يلي:

$E_u = 50 (c_u)$	طين ضعيف التماسك
$= 100 (c_u)$	طين متوسط التماسك إلى متماسك
$= 150 (c_u)$	طين شديد التماسك

ثالثاً: تقدير معامل الانضغاط من واقع الخبرة العملية

الجدول رقم (٣-١٩) يبين قيم تقديرية لمعامل الانضغاط ( $E_s$ ) والتي يمكن استخدامها في الحسابات الأولية فقط لتقدير الهبوط الكلى التقريبي للأساسات.

جدول رقم (٣-١٩) بعض القيم التقديرية لمعامل الانضغاط ( $E_s$ )

معامل الانضغاط $E_s$		الوصف	نوع التربة
كجم / $سم^2$	سبج نيوتن / $م^2$		
٢٠ - ٥	٢ - ٠,٥	ضعيف التماسك	طين
٦٠ - ١٥	٦ - ١,٥	متوسط التماسك	
١٠٠ - ٢٥	١٠ - ٢,٥	متماسك	
٢٠٠ - ٥٠	٢٠ - ٥	شديد التماسك	
٤٠٠ - ١٠٠	٤٠ - ١٠	صلد	
٣٠٠ - ٣٠	٣٠ - ٣		طمي
٢٥٠ - ١٠٠	٢٥ - ١٠	ماتب	رمل
٧٥٠ - ٢٥٠	٧٥ - ٢٥	متوسط الكثافة	
١٥٠٠ - ٧٥٠	١٥٠ - ٧٥	كثيف	
٤٠٠٠ - ١٥٠٠	٤٠٠ - ١٥٠	كثيف جداً	
٤٠٠٠ - ١٠٠٠	٤٠٠ - ١٠٠		زلط
٢٠ - ٥	٢ - ٠,٥		تربة عضوية أو بقايا نباتية

#### ٤/٤/٣ توزيع الاجهادات في التربة لحساب الهبوط

يتطلب حساب الهبوط تحديد الاجهادات في التربة، خصوصاً الاجهادات الرأسية. وتعرض التربة عموماً عند أى عمق إلى اجهادات أولية ناتجة عن وزن التربة نفسها واجهادات اضافية تنشأ نتيجة لتغيير وزن التربة بسبب تخفيض منسوب المياه الجوفية أو نتيجة للأحمال الواقعة على الأساس. وتتسبب الاجهادات الاضافية فقط في حدوث الهبوط حيث لا ينتج عموماً أى هبوط نتيجة للاجهادات الأولية. إلا أنه يلزم حساب هذه الاجهادات الأولية عند تقدير الهبوط الناتج عن الاجهادات الاضافية.

جدول رقم (٣-١٩) بعض القيم التقديرية لمعامل الانضغاط ( $E_s$ )

معامل الانضغاط $E_s$		الوصف	نوع التربة
كجم / $سم^2$	سبج نيوتن / $م^2$		
٢٠ - ٥	٢ - ٠,٥	ضعيف التماسك	طين
٦٠ - ١٥	٦ - ١,٥	متوسط التماسك	
١٠٠ - ٢٥	١٠ - ٢,٥	متماسك	
٢٠٠ - ٥٠	٢٠ - ٥	شديد التماسك	
٤٠٠ - ١٠٠	٤٠ - ١٠	صلد	
٣٠٠ - ٣٠	٣٠ - ٣		طمي
٢٥٠ - ١٠٠	٢٥ - ١٠	ماتب	رمل
٧٥٠ - ٢٥٠	٧٥ - ٢٥	متوسط الكثافة	
١٥٠٠ - ٧٥٠	١٥٠ - ٧٥	كثيف	
٤٠٠٠ - ١٥٠٠	٤٠٠ - ١٥٠	كثيف جداً	
٤٠٠٠ - ١٠٠٠	٤٠٠ - ١٠٠		زلط
٢٠ - ٥	٢ - ٠,٥		تربة عضوية أو بقايا نباتية

#### ٤/٤/٣ توزيع الاجهادات في التربة لحساب الهبوط

يتطلب حساب الهبوط تحديد الاجهادات في التربة، خصوصاً الاجهادات الرأسية. وتعرض التربة عموماً عند أى عمق إلى اجهادات أولية ناتجة عن وزن التربة نفسها واجهادات اضافية تنشأ نتيجة لتغيير وزن التربة بسبب تخفيض منسوب المياه الجوفية أو نتيجة للأحمال الواقعة على الأساس. وتتسبب الاجهادات الاضافية فقط في حدوث الهبوط حيث لا ينتج عموماً أى هبوط نتيجة للاجهادات الأولية. إلا أنه يلزم حساب هذه الاجهادات الأولية عند تقدير الهبوط الناتج عن الاجهادات الاضافية.

١/٤/٤/٣ الاجهادات الأولية الناتجة عن وزن التربة

بحسب الإجهاد الرأسى الفعال ( $\sigma'_{vo}$ ) الناتج من وزن التربة عند عمق (z) كما هو موضح بالشكل رقم (٤١-٣) من العلاقة التالية:

$$\sigma'_{vo} = \int_0^z \gamma \cdot dz \quad (٢٣-٣)$$

ويحسب الاجهاد الافقى ( $\sigma'_{ho}$ ) من العلاقة التالية:

$$\sigma'_{ho} = k_o \cdot \sigma'_{vo} \quad (٢٤-٣)$$

حيث:

$k_o$  هو معامل ضغط التربة عند السكون. ويمكن حساب قيمة هذا المعامل من العلاقة التالية:

$$k_o = 1 - \sin \phi' \quad (٢٥-٣)$$

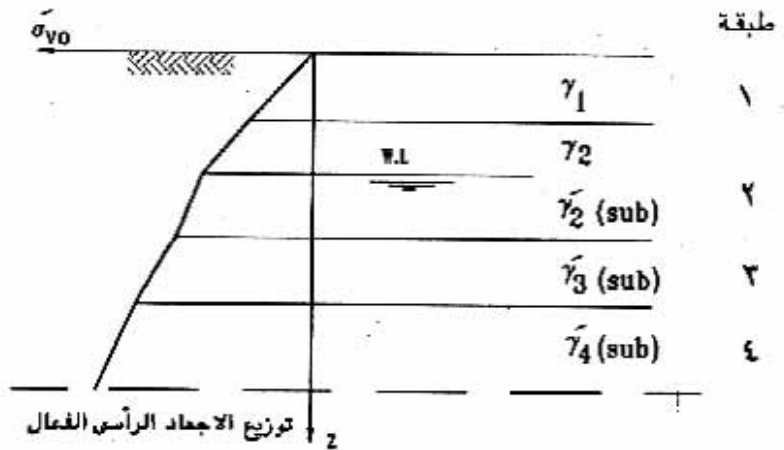
حيث:

$\phi'$  هي زاوية الاحتكاك الداخلى للتربة فى الحالة المصروفة. ويجب مراعاة أن هذه العلاقة صالحة فى حالة الرمل والتربة الطينية عادية التدعيم.

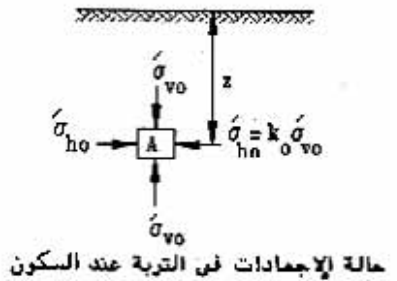
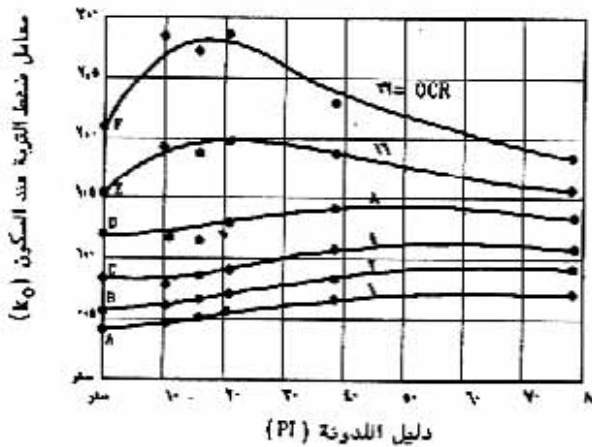
وفى حالة التربة الطينية عادية التدعيم يمكن أيضا استخدام العلاقة التالية:

$$k_o = 0.19 + 0.233 \log (PI\%) \quad (٢٦-٣)$$

وفى حالة التربة الطينية سابقة التدعيم يمكن استخدام الشكل رقم (٤٢-٣) لتحديد قيم المعامل ( $k_o$ ).



شكل (٣-٤) الاجهادات الأولية الفعالة الناتجة عن وزن التربة



$$\frac{\text{اجهاد سبق التدعيم}}{\text{اجهاد الصب الرأسى الفعال}} = \text{نسبة سبق التدعيم} = \text{OCR}$$

شكل (٣-٤) قيم معامل ضغط التربة عند السكون للتربة الطينية زلدة التدعيم

٣/٤/٤/٢ الاجهادات الاضافية الناتجة عن تخفيض منسوب المياه الجوفية  
نتشأ الاجهادات الرأسية الفعالة الاضافية الناتجة عن تخفيض dewatering منسوب المياه الجوفية  
بسبب ثلاثى تعويم التربة على طول العمق الذى انخفض فيه منسوب المياه، وتقدر الزيادة فى  
الاجهاد الرأسى عند تخفيض منسوب المياه الجوفية لعمق ( $\Delta Z$ ) بالقيمة ( $\gamma_w \Delta Z$ )، حيث  $\gamma_w$  هى وزن  
وحدة الحجم للمياه، ويوضح الشكل رقم (٣-٤٣) توزيع الاجهادات الرأسية فى هذه الحالة.

### ٣/٤/٤/٣ نقص الاجهادات نتيجة حفر التربة

يتسبب حفر التربة فى تقليل قيمة الاجهادات الرأسية الواقعة عليها، وفى حالة الحفر لمساحات ذات  
أبعاد كبيرة بالنسبة للعمق المراد حساب الاجهادات عنده فيقدر النقص فى الاجهادات بوزن التربة  
المزالة المؤثرة على وحده المساحة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٤٤). أما إذا اقتصر الحفر  
على مساحة صغيرة فيمكن حساب النقص فى الاجهادات الرأسية عند أى عمق وفقاً للطرق المبينة  
فيما بعد لحالات التحميل المختلفة مع اعتبار أن وزن التربة المزال هو حمل بقيمة سالبة.

### ٣/٤/٤/٣ تعيين الاجهادات الاضافية الناتجة عن تحميل التربة

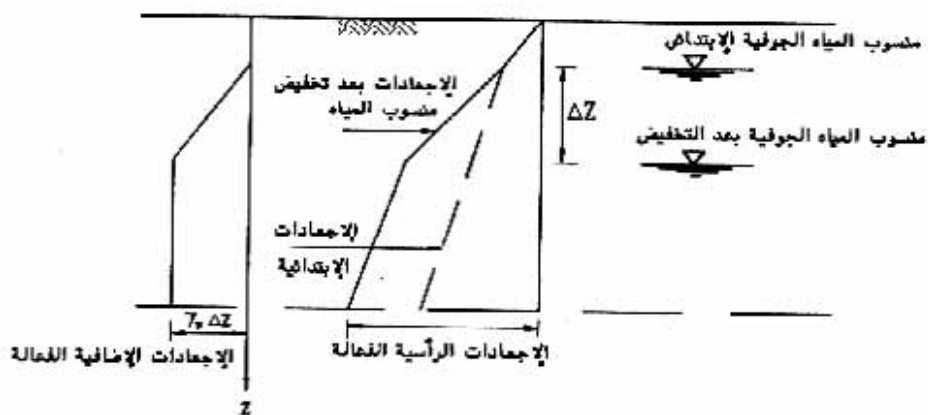
يمكن تحديد توزيع الاجهادات فى التربة نتيجة الأحمال الواقعة عليها وفقاً لإحدى الطرق التالية:

### ٣/٤/٤/٣ (أ) باستخدام نماذج دقيقة للتربة

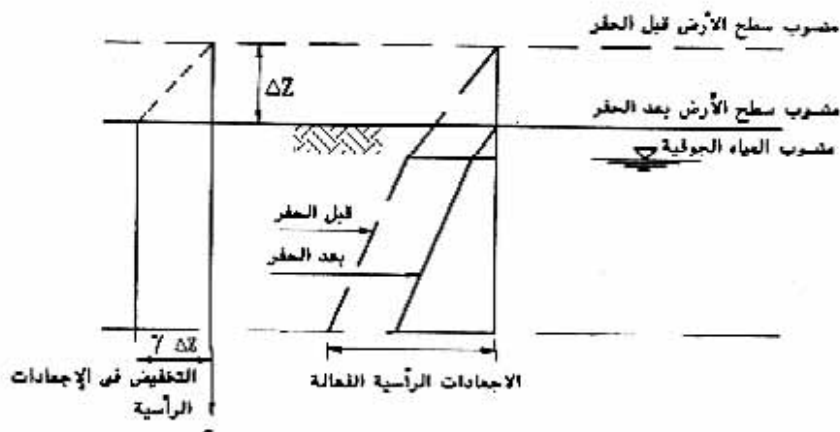
يمكن تحديد توزيع الاجهادات فى التربة باختيار أحد النماذج التالية التى تمثل خصائص الانضغاط  
للتربة:

- ١- اعتبار التربة فى العموم أنها كتلة ذات حيز نصف لا نهائى متغيرة الخواص فى الاتجاهات  
المختلفة وتمتد إلى شبه ما لانهاية وأن العلاقة بين الإجهاد- الانفعال غير خطية.
- ٢- اعتبار التربة على أنها مثل النموذج السابق ولكن بافتراض تساوى خواصها فى الاتجاهين  
الجانبين واختلافهما عن خواص التربة فى الاتجاه الرأسى.
- ٣- اعتبار أحد النموذجين السابقين ١ إلى ٢ مع افتراض علاقة خطية بين الإجهاد والانفعال.
- ٤- اعتبار التربة ذات طبقات متعددة وكل طبقة قد تكون متساوية أو مختلفة الخواص فى  
الاتجاهات المختلفة.

وتمثل الحالات السابقة بعض النماذج الدقيقة التى يمكن استخدامها لتحديد توزيع الاجهادات فى



شكل (٤٣-٣) الإجهادات الرأسية الإضافية الفعالة الناتجة عن تخفيض منسوب المياه الجوفية



شكل (٤٤-٣) التخفيض في الإجهادات الرأسية الناتج عن حفر مساحات كبيرة

التربة. ولا توجد علاقات مبسطة لحساب الاجهادات في مثل هذه الحالات، ولكن يمكن بمعاونه الحاسب الالى حساب هذه الاجهادات في حالة وجود علاقة خطية أو غير خطية لخواص التربة.

٤/٤/٤/٣ (ب) باستخدام معادلات تعتمد على نظرية بوسينسك

يمكن حساب الزيادة في الاجهادات في التربة نتيجة الاحمال الواقعة عليها باستخدام معادلات بوسينسك. وقد اشتقت هذه المعادلات لحالة حمل رأسى مركز يؤثر على كتلة مرنة من تربة متجانسة ذات حيز نصف لا نهائى وذات خواص متساوية فى جميع الاتجاهات. ويمكن حساب الاجهادات المتولدة فى التربة نتيجة حالات أخرى من التحميل (خطى، شريطى، مستطيل، ... الخ) وذلك بإجراء التكامل الحسابى لهذه المعادلات. وتقتصر المعادلات الواردة فى هذا الجزء على حساب الاجهادات الرأسية فى التربة الناتجة عن الاحمال الرأسية فقط وفى حالات التحميل الأخرى يمكن الاستعانة بالمراجع المختلفة لحساب الاجهادات.

ويلاحظ أن حساب الاجهادات باستخدام هذه المعادلات يظل صحيحا بدرجة مقبولة حتى مستوى من التحميل تكون فيه علاقة للإجهاد بالانفعال خطية. وتتناول البنود التالية طرق حساب الاجهادات الرأسية الناتجة عن حالات التحميل الشائعة.

(١) حمل رأسى مركزى فى نقطة

يحسب الإجهاد الرأسى ( $\sigma_z$ ) الناتج عن حمل رأسى مركزى (P) point load باستخدام معادلة بوسينسك كما يلى :-

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (٣-٢٧)$$

حيث:

(ك • نيوتن)

P الحمل الرأسى المركزى

r, z كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٤٥)

$$\sqrt{x^2 + y^2} = r, \quad \sqrt{r^2 + z^2} = R$$

ويمكن كتابة المعادلة السابقة بالصورة التالية:



$$\sigma_z = I_1 \cdot \frac{p}{z^2} \quad (28-3)$$

حيث:

$I_1$  معامل تأثير يعتمد على النسبة  $(r/z)$  كما هو موضح بشكل رقم (٤٥-٣).

(٢) حمل خطي **line load** لا نهائى الطول

بحسب الإجهاد الرأسى  $(\sigma_z)$  فى هذه الحالة باستخدام المعادلة التالية على النحو الموضح بالشكل رقم (٤٦-٣).

$$\sigma_z = I_2 \cdot \frac{p'}{z} \quad (29-3)$$

حيث:

$P'$  حمل رأسى خطى على المتر الطولى.  
 $I_2$  معامل تأثير يعتمد على نسبة  $X/Z$   
(ك. نيوتن/م)

(٣) حمل موزع (**uniformly distributed**) على مساحة دائرية

بحسب الإجهاد الرأسى  $(\sigma_z)$  أسفل مساحة دائرية محملة بحمل رأسى منتظم من المعادلة التالية:

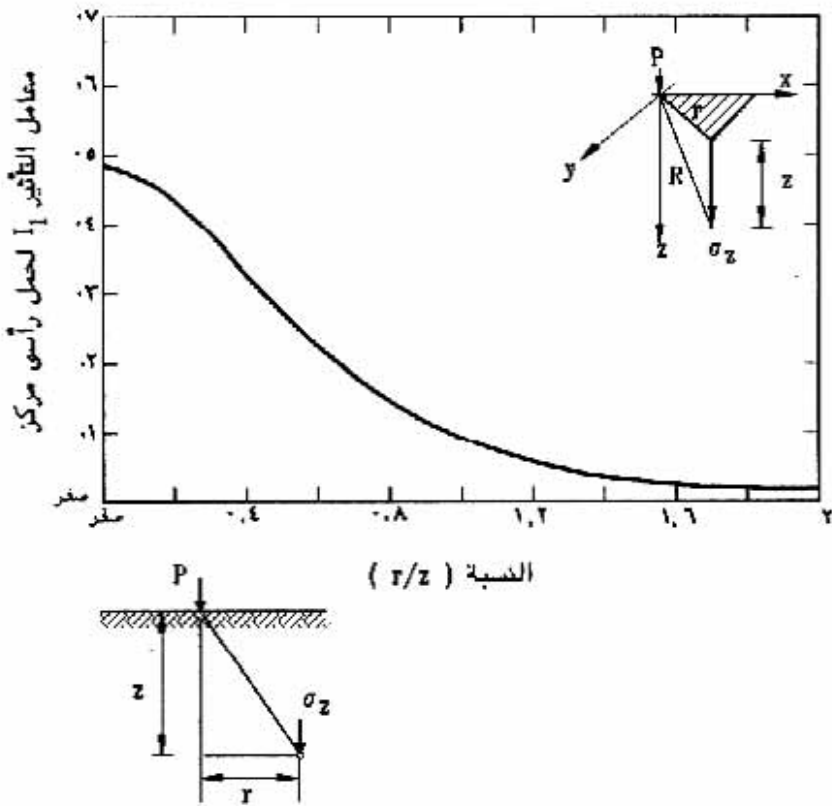
$$\sigma_z = I_3 \cdot p \quad (30-3)$$

حيث:

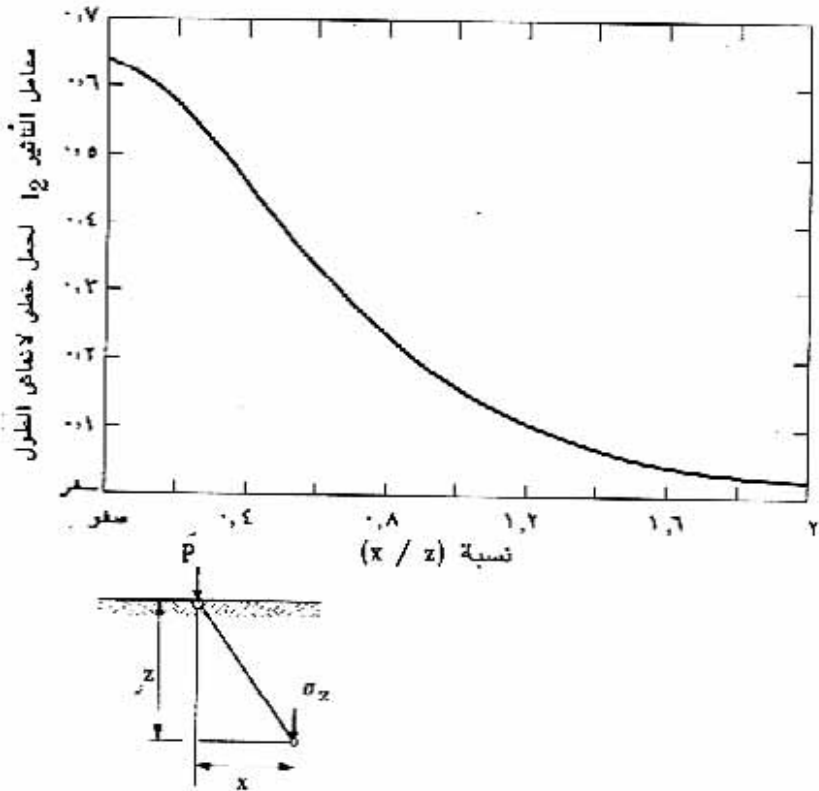
$p$  حمل رأسى منتظم على وحدة المساحة  
 $I_3$  معامل تأثير يحدد من الشكل رقم (٤٧-٣)  
(كيلونيوتن/م<sup>٢</sup>)

وفى حالة حساب الاجهادات عند نقط تقع على محور رأسى يمر بمركز الدائرة  $(x/a=0)$  يمكن استخدام المعادلة الآتية:

$$\sigma_z = P \left( 1 - \frac{1}{\left( 1 + \frac{a^2}{z^2} \right)^{3/2}} \right) \quad (31-3)$$

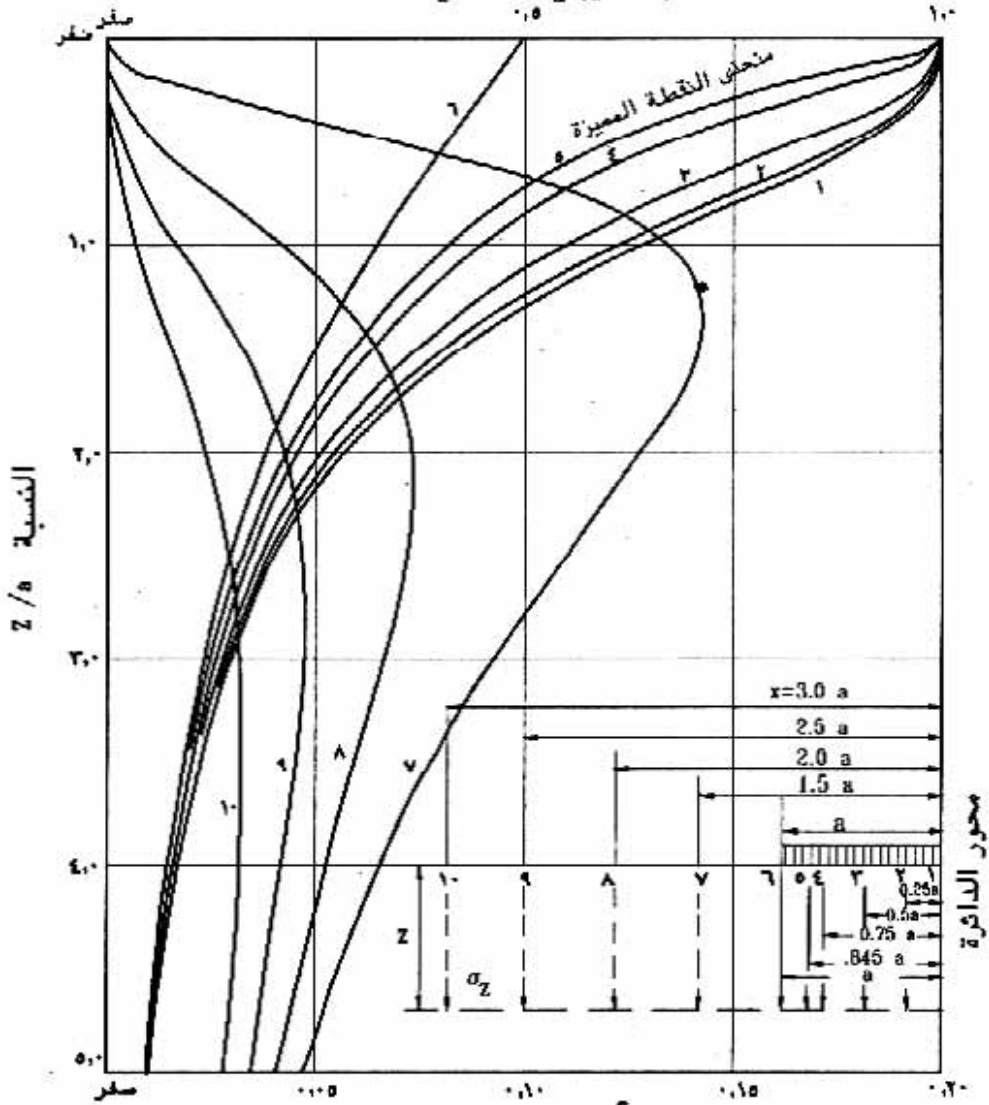


شكل ( ٣-٥ ) الإجهاد الرأسى ( $\sigma_z$ ) على عمق ( $z$ ) وبعد قطرى ( $r$ )  
النتيجة من حمل رأسي مركز



شكل (٤٦-٣) الاجهاد الراسي ( $\sigma_z$ ) على عمق ( $Z$ ) وبعد عمودي ( $X$ ) الناتج من حمل رأسي مركز لانهاض الطول

معامل التأثير  $I_3$  للمنحنيات ٦-١

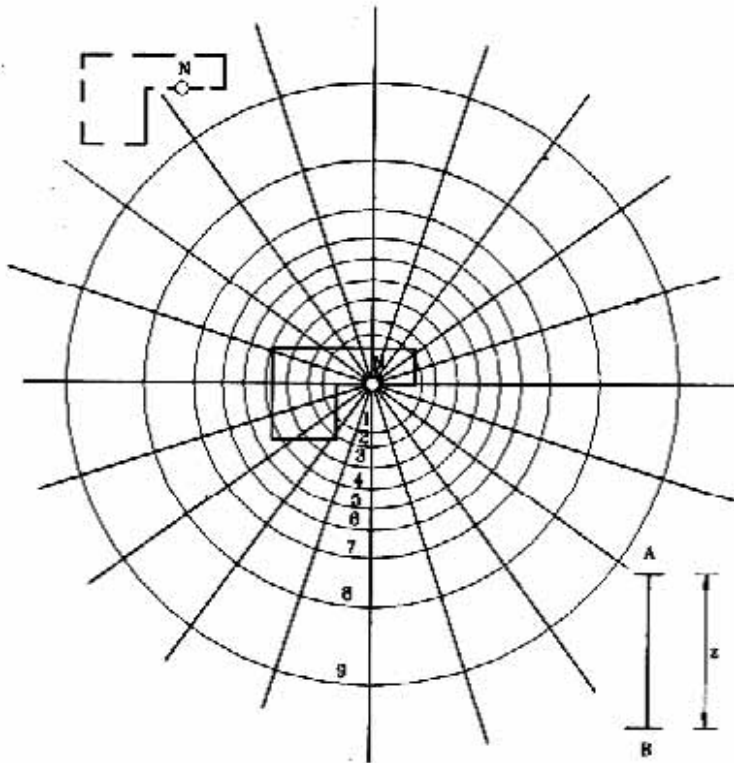


معامل التأثير  $I_3$  للمنحنيات ١٠-٧

شكل (٤٧-٣) الإجهاد الرأسى ( $\sigma_z$ ) أسفل مساحة دائرية محملة بحمل رأسى منتظم

وتستخدم أيضا هذه المعادلة لحساب الاجهادات عند نقط أسفل مسطحات غير منتظمة ومحملة بأحمال منتظمة باستعمال رسم نيو مارك ( كما يلي):  
ترسم المساحة المحملة بنفس مقياس الرسم الموضح بشكل رقم (٣-٤٨) وتوضع النقطة المراد حساب الإجهاد عندها في مركز الشكل.  
ويحدد عدد الأقسام (n) المغطاه بالمساحة المحملة. ويحسب الإجهاد الرأسى ( $\sigma_z$ ) لنقطة على عمق z أسفل هذه المساحة كالاتى:

$$\sigma_z = 0.005(n) \cdot p \quad (٣-٣٢)$$



شكل (٣-٤٨) رسم نيو مارك

(+) حمل موزع على مساحة مستطيلة  
بحسب الإجهاد الرأسى ( $\sigma_z$ ) عند نقطة أسفل أى ركن من اركان مساحة مستطيلة محملة بحمل رأسى منتظم كالاتى:

$$\sigma_z = I_4 \cdot p$$

(٣٣-٣)

حيث:

(كيلو نيوتن / م<sup>٢</sup>)

p حمل رأسى على وحدة المساحة

I<sub>4</sub> معامل تأثير يحدد من شكل رقم (٣-٤٩)

ولحساب الإجهاد الرأسى (σ<sub>z</sub>) عند أى نقطة أسفل مساحة مستطولة محملة تقسم هذه المساحة إلى أربعة مستطيلات كما هو موضح بالشكل (٣-٥٠-أ) بحيث تكون نقطة الركن المشترك لهذه المستطيلات واقعة على النقطة المراد حساب الإجهاد عندها. ويعين بعد ذلك معامل التأثير (I<sub>4</sub>) لكل مستطيل على حدة ويكون معامل التأثير للنقطة المراد حساب الإجهاد عندها هو حاصل جمع المعاملات الأربعة السابق تعيينها. ويحسب الإجهاد الرأسى (σ<sub>z</sub>) عند أى نقطة خارج المساحة المحملة برسم امتداد لهذه المساحة يمر بالنقطة المطلوبة وتكون أربعة مستطيلات كما هو موضح بالشكل (٣-٥٠-ب). ويتم حساب معامل التأثير للنقطة المطلوبة بإضافة أو طرح، حسب الحالة، قيم محصله (I<sub>4</sub>) المعينه للمستطيلات المارة بهذه النقطة. ويمكن استعمال رسم نيومارك لحساب الاجهادات فى هذه الحالة على النحو السابق بيانه فى البند (٣).

(٥) حمل موزع على شكل نصف جسر half embankment بطول لا نهائى

يحسب الاجهاد الرأسى (σ<sub>z</sub>) فى هذه الحالة لأى نقطة تحت جسر على النحو الموضح بالشكل رقم (٣-٥١) باستخدام المعادلة التالية:

$$\sigma_z = I_5 \cdot p$$

(٣٤-٣)

حيث:

(كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)

p وحدة الحمل الأقصى للجسر

I<sub>5</sub> معامل تأثير يحدد من الشكل رقم (٣-٥١).

(٦) حمل موزع على شكل مثلث

يحسب الإجهاد الرأسى (σ<sub>z</sub>) أسفل ركنى حمل ذو قطاع مثلث قائم الزاوية بطول محدد، كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٥٢) مثل حالة حمل ردم مائل بطول معلوم باستخدام المعادلة الآتية:

$$\sigma_z = I_6 \cdot p$$

(٣٥-٣)

$$\sigma_z = I_4 \cdot p$$

(٢٣-٣)

حيث:

(كيلو نيوتن / م<sup>٢</sup>)

p حمل رأسى على وحدة المساحة

I<sub>4</sub> معامل تأثير يحدد من شكل رقم (٢-٤٩)

ولحساب الإجهاد الرأسى (σ<sub>z</sub>) عند أى نقطة أسفل مساحة مستطيلة محملة تقسم هذه المساحة إلى أربعة مستطيلات كما هو موضح بالشكل (٣-٥٠-أ) بحيث تكون نقطة الركن المشترك لهذه المستطيلات واقعة على النقطة المراد حساب الإجهاد عندها. ويعين بعد ذلك معامل التأثير (I<sub>4</sub>) لكل مستطيل على حدة ويكون معامل التأثير للنقطة المراد حساب الإجهاد عندها هو حاصل جمع المعاملات الأربعة السابق تعيينها. ويحسب الإجهاد الرأسى (σ<sub>z</sub>) عند أى نقطة خارج المساحة المحملة برسم امتداد لهذه المساحة يمر بالنقطة المطلوبة وتكون أربعة مستطيلات كما هو موضح بالشكل (٣-٥٠-ب). ويتم حساب معامل التأثير للنقطة المطلوبة بإضافة أو طرح، حسب الحالة، قيم محصله (I<sub>4</sub>) المعينه للمستطيلات المارة بهذه النقطة. ويمكن استعمال رسم نيومارك لحساب الاجهادات فى هذه الحالة على النحو السابق بيانه فى البند (٢).

(٥) حمل موزع على شكل نصف جسر half embankment بطول لا نهائى

يحسب الاجهاد الرأسى (σ<sub>z</sub>) فى هذه الحالة لأى نقطة تحت جسر على النحو الموضح بالشكل رقم (٣-٥١) باستخدام المعادلة التالية:

$$\sigma_z = I_5 \cdot p$$

(٢٤-٣)

حيث:

(كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)

p وحدة الحمل الأقصى للجسر

I<sub>5</sub> معامل تأثير يحدد من الشكل رقم (٣-٥١).

(٦) حمل موزع على شكل مثلث

يحسب الإجهاد الرأسى (σ<sub>z</sub>) أسفل ركنى حمل ذو قطاع مثلث قائم الزاوية بطول محدد، كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٥٢) مثل حالة حمل ردم مائل بطول معلوم باستخدام المعادلة الآتية:

$$\sigma_z = I_6 \cdot p$$

(٢٥-٣)

حيث:

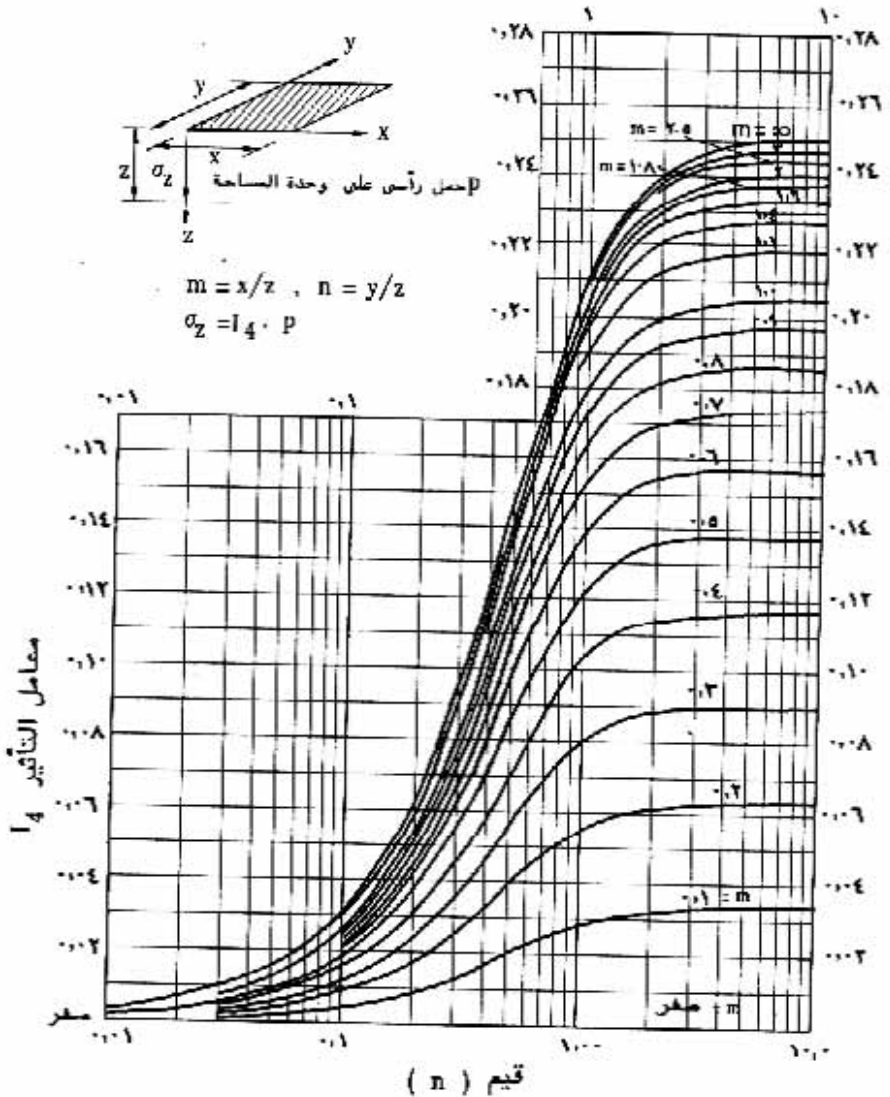
(كيلونيوتن/م<sup>٢</sup>)

وحدة الحمل القصوى

$P$

معامل تأثير يعين لكل ركن من الشكل رقم (٣-٥٠)

$I_6$

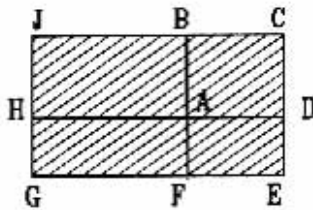
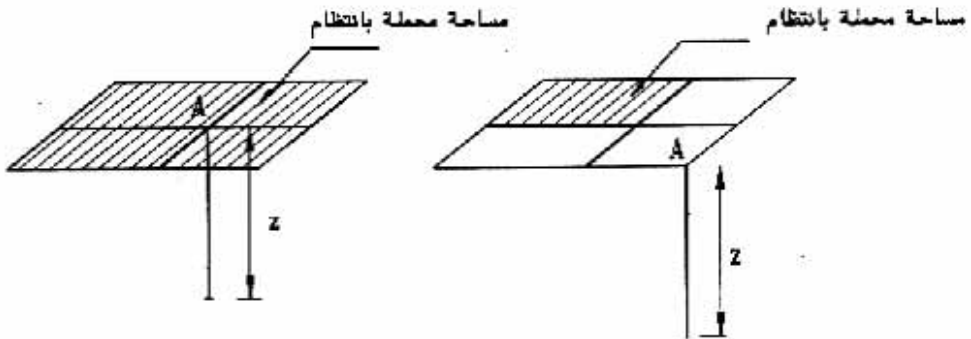


شكل (٣-٥٩) قيمة معامل التأثير لحساب الإجهاد الرأسى

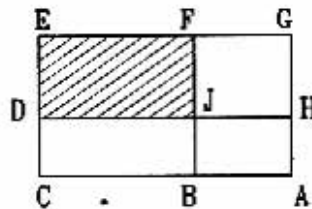
أسفل ركن مساحة مستطيلة محملة بانتظام



الاجهاد تحت النقطة (A) محسوبا من مجموع الاجهادات للمستطيلات المبيئة

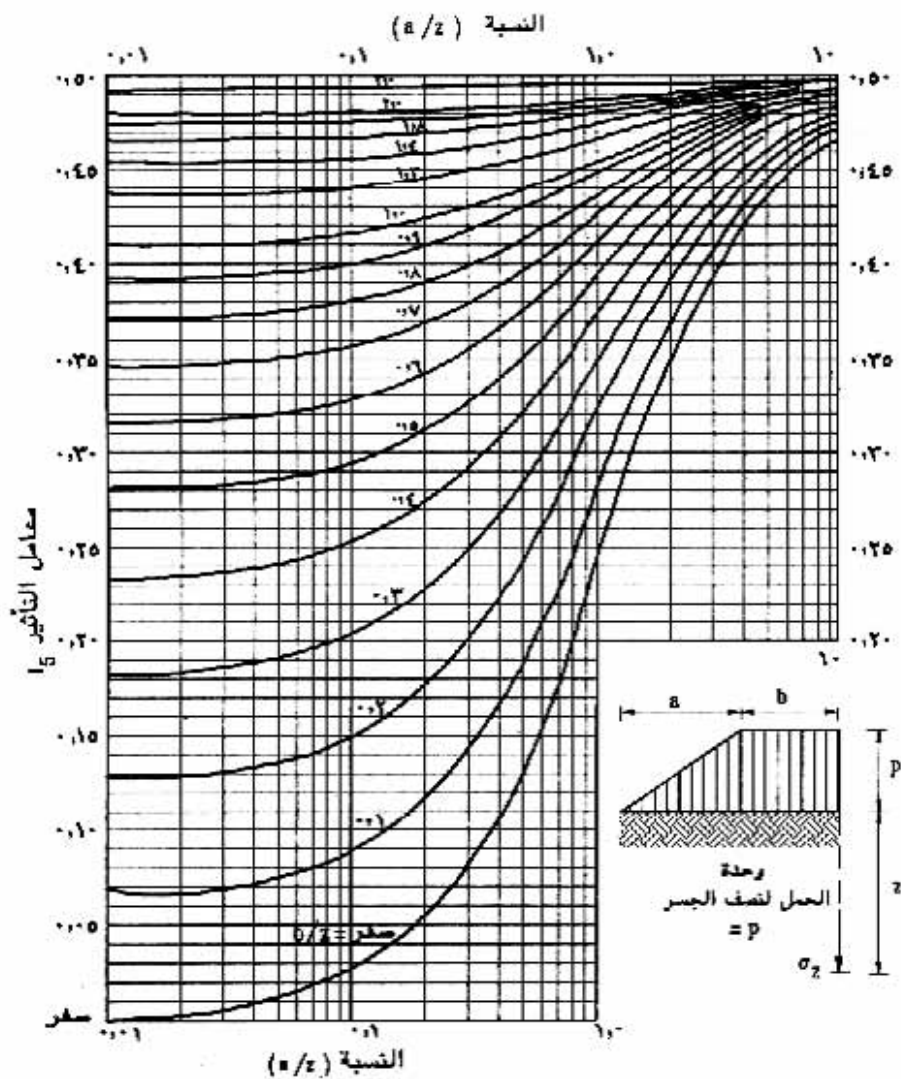


$$ABCD + ADEF \\ + AFGH + AHJB$$

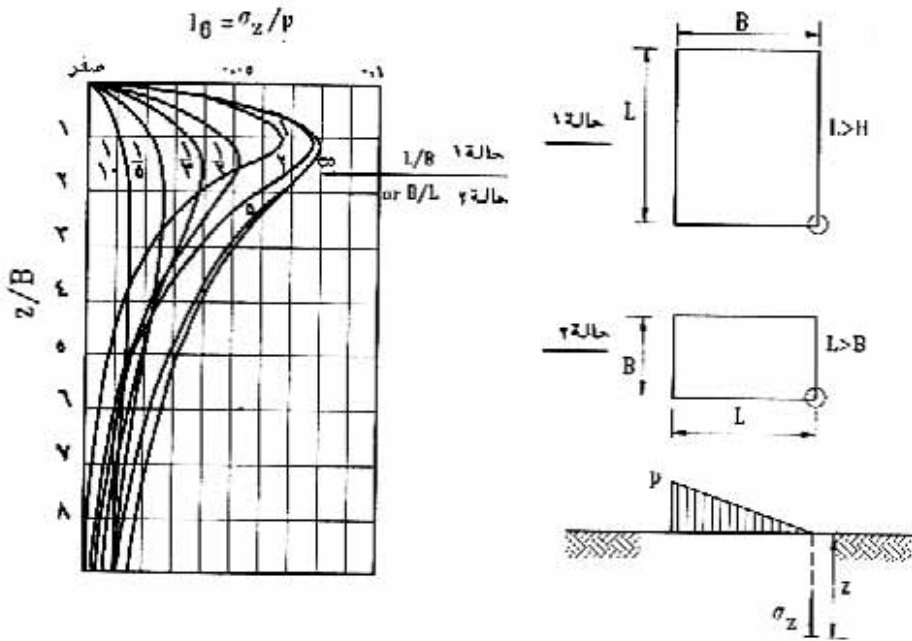


$$ACEG - ABFG \\ - ACDH + ABJH$$

شكل (٥٠-٣) تعيين الإجهاد الرأسى أسفل مساحة مستطيلة محملة بانتظام



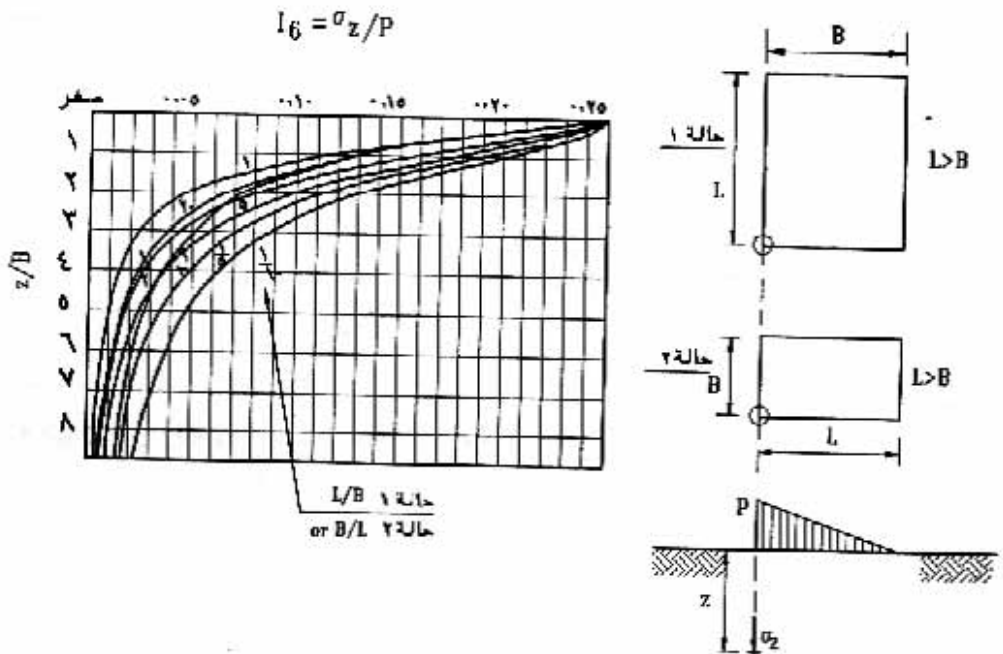
شكل (٣-٥١) قيمة معامل التأثير للإجهاد الرأسي تحت حمل موزع على شكل نصف جسر بطول لا نهائي



قيم المعامل  $I_0$

z/B													حالة L/B
١٠	٨	٦	٥	٤	٣	٢	١,٥	١,٠	٠,٧٥	٠,٥٠	٠,٢٥	٠	حالة R/L
٠,٠١٠٢	٠,١١٩	٠,١٣٥	٠,١٤٢	٠,١٤٦	٠,١٤٧	٠,١٤٦	٠,١٣٢	٠,١١٣	٠,٠٩٥	٠,٠٧١	٠,٠٢٩	٠	١/١
٠,٠٠٩٠	٠,١٢٢	٠,١٧١	٠,٢٠٦	٠,٢٣٢	٠,٢٥٩	٠,٢٦٩	٠,٢٥٧	٠,٢٣٢	٠,١٩٠	٠,١٤٢	٠,٠٧٧	٠	٥/١
٠,٠٠٦٤	٠,٠٩٣	٠,١٤٦	٠,١٩٠	٠,٢٤٨	٠,٢٦٠	٠,٢٨٧	٠,٢٩٦	٠,٢٥٧	٠,٢١١	٠,١٦٥	٠,١٢٨	٠	٣/١
٠,٠٠٤٦	٠,٠٦٨	٠,١١٤	٠,١٥٤	٠,٢١٦	٠,٢٦٢	٠,٣٤٧	٠,٣٥٢	٠,٣٩٧	٠,٣٤٦	٠,٢٤٨	٠,١٩١	٠	٢/١
٠,٠٠٢٤	٠,٠٣٦	٠,٠٦٣	٠,٠٨٩	٠,١٣١	٠,١٦٤	٠,٢٨٤	٠,٣٢٢	٠,٣٦٦	٠,٣٨٧	٠,٢٦٦	٠,٢٧٠	٠	١
٠,٠٠٤٦	٠,٠٦٨	٠,١١٨	٠,١٦١	٠,٢٢٢	٠,٢٥٢	٠,٣٥٢	٠,٣٨٢	٠,٣٧٢	٠,٣٥٢	٠,٢٣٢	٠,٢٣٤	٠	٢
٠,٠٠٩٩	٠,١٣٩	٠,٢١٣	٠,٢٦٩	٠,٣٤٩	٠,٣٤٢	٠,٣٣١	٠,٣١٢	٠,٢٧٥	٠,٢١٥	٠,١٧٧	٠,١٣٤	٠	٥

شكل (٣-٥٢-١) تعيين الإجهاد الرأسى أسفل الركن الأول  
لمساحة مستطيلة محملة بحمل مثلثى



قيم التمثيل  $I_6$

z/B											حالة ١ L/B	حالة ٢ B/L	
١٠	٨	٦	٥	٤	٣	٢	١,٥	١,٠	٠,٧٥	٠,٥	٠,٢٥		
٠,١٧٧	٠,٢٤٨	٠,٣٧٠	٠,٤٦٨	٠,٥٦٢	٠,٦٤٠	٠,٧٢٣	٠,٧٩٣	٠,٨٥٣	٠,٩٠٣	٠,٩٤٣	٠,٩٨٣	١/١	
٠,١٠٨	٠,١٦٠	٠,٢٦٠	٠,٣٣٧	٠,٤٨٠	٠,٥٧٠	٠,٦٤٩	٠,٧١٧	٠,٧٧٦	٠,٨٢٦	٠,٨٧٦	٠,٩٢٦	٥/٣	
٠,٠٦٥	٠,١٠٣	٠,١٧٧	٠,٢٤٥	٠,٣٥٦	٠,٤٥٠	٠,٥٢٩	٠,٥٩٧	٠,٦٦٥	٠,٧٢٣	٠,٧٧٦	٠,٨٣٤	٢/١	
٠,٠٤٦	٠,٠٧٧	٠,١٢٤	٠,١٧٤	٠,٢٥٩	٠,٣٢٣	٠,٣٧٥	٠,٤٢٦	٠,٤٧٦	٠,٥٢٦	٠,٥٧٦	٠,٦٢٦	٢/١	
٠,٠٢٤	٠,٠٣٧	٠,٠٦٤	٠,٠٩١	٠,١٣٩	٠,١٩٣	٠,٢٥٦	٠,٣١٨	٠,٣٨١	٠,٤٤٣	٠,٥٠٥	٠,٥٦٧	١	
٠,٠٤٦	٠,٠٧٠	٠,١٢٠	٠,١٦٦	٠,٢٤٣	٠,٣٨٠	٠,٤٥٦	٠,٥٣٢	٠,٦٠٨	٠,٦٨٤	٠,٧٦٠	٠,٨٣٦	٢	
٠,٠٢٩	٠,٠٤٦	٠,٠٦٨	٠,٠٩١	٠,١٣٤	٠,١٩٧	٠,٢٦٠	٠,٣٢٣	٠,٣٨٦	٠,٤٤٩	٠,٥١٢	٠,٥٧٥	٥	

شكل (٣-٥٢-ب) تعيين الإجهاد الرأسى أسفل الركن الثانى  
لمساحة مستطيلة محملة بحمل مثلى

(٧) حمل رأسى غير منتظم

يحسب الإجهاد الرأسى ( $\sigma_z$ ) عند أى نقطة أسفل حمل رأسى غير منتظم التوزيع باستخدام طريقة نيومارك الشبه بيانية كما يلى (أنظر أيضا شكل رقم ٣-٨؛ والمعادلة ٣-٢٢) :

$$\sigma_z = 0.005(n_1 \cdot p_1 + n_2 \cdot p_2 + \dots) \quad (٣٦-٣)$$

حيث:

$(n_2, n_1)$  عدد الأقسام المحملة بحمل كثافته المتوسطة  $(p_1), (p_2)$  على الترتيب وهكذا بالنسبة لباقي المساحة المحملة.

ويمكن استخدام نفس الطريقة فى حالة الحمل الموزع على شكل نصف جسر بطول لا نهائى وحالة الحمل الموزع على شكل المثلث السابق الإشارة اليهما فى البندين (٥)، (٦).

(٨) حمل موزع على مساحة شريطية أو مربعه

يمكن الحصول على تقدير سريع للإجهاد الرأسى ( $\sigma_z$ ) لنقطة أسفل مساحة شريطية أو مربعة محملة بحمل رأسى منتظم، باستخدام منحنيات الاجهادات المتساوية الموضحة بالشكل رقم (٣-٥٣).

(٩) الاجهاد الرأسى أسفل النقطة المميزة characteristic point

فى حالة أساس مستطيل ذو عرض (B) وطول (L) تقع النقطة المميزة على مسافة  $(0.74B/2)$  من المحور (x) وعلى مسافة  $(0.74 L/2)$  من المحور (y) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٥٤). أما فى حالة الأساس المستدير فتقع النقطة المميزة على مسافة  $(0.845a)$  من مركز الدائرة. ويحسب الاجهاد الرأسى ( $\sigma_z$ ) عند هذه النقطة من العلاقة الآتية:

$$\sigma_z = I_7 \cdot p \quad (٣٧-٣)$$

حيث:

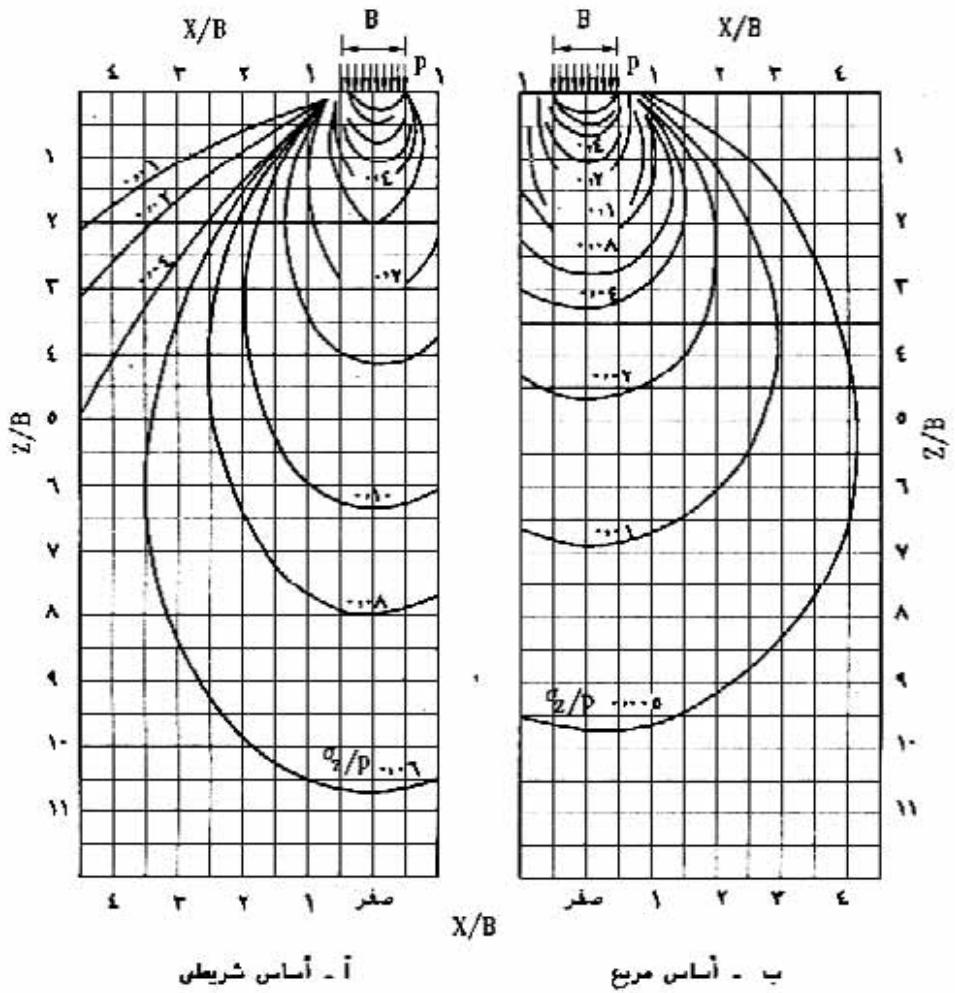
p مقدار الحمل المنتظم التوزيع لور الحمل الرأسى المنتظم

(كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)

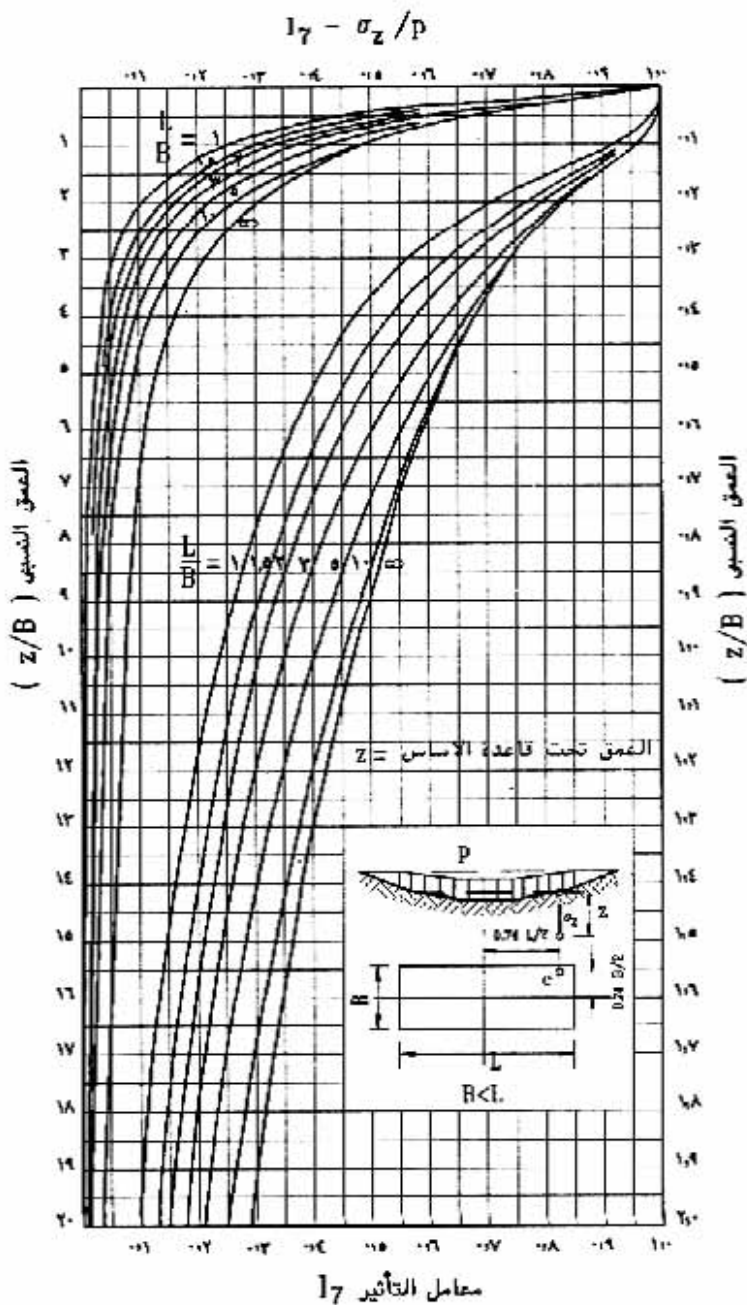
على وحدة المساحة.

I<sub>7</sub> معامل تأثير يحدد من الشكل رقم (٣-٥٤) .

ويجدر الذكر أنه فى حالة حساب الهبوط المنتظم لأساس جسمى يمكن ذلك بالاستعانة بالاجهاد



شكل (٣-٥٣) تعيين الاجهاد الرأسى أسفل مساحة شريطية أو مربعة مرنة محملة بحمل رأسى منتظم باستخدام منحنيات الاجهادات المتساوية



شكل (٣-٥٤) قيمة معامل التأثير لحساب الاجهاد  
اسفل النقطة المميزة لأساس مستطيل الشكل

الرأسي عند النقطة المميزة لأساس مرن له نفس الشكل بافتراض توزيع منتظم لاجهادات التلامس.

٤/٤/٤/٣ (ج) باستخدام طرق تقريبية

يمكن الاستعانة بالطرق التقريبية التالية لأغراض الحسابات الأولية لتقدير هبوط الأساسات المحملة تحميلاً مركزياً.

١- طريقة انتقال الحمل في التربة بميل ١ : ٢

تعتمد هذه الطريقة على افتراض أن توزيع الاجهاد الرأسي يأخذ خطأ ماثلاً بنسبة ١ : ٢ (أفقي: رأسي) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٥٥) ويحسب الاجهاد الرأسي ( $\sigma_z$ ) من العلاقة التالية:

$$\sigma_z = \frac{P}{(1+Z/B)(1+Z/L)} \quad (3-38)$$

$$\sigma_x = k_0 \frac{\sigma_z}{(1+Z/B)^3}$$

$$\sigma_y = \frac{k_0}{1+k_0} \left[ \frac{\sigma_z}{1+\left(\frac{Z}{L}\right)^3} + \sigma_x \right]$$

حيث:

	$k_0$	معامل ضغط التربة في حالة السكون
(كيلونيوتن / م <sup>٢</sup> )	$P$	حمل رأسي على وحدة المساحة

٢- طريقة التوزيع الخطي للاجهادات

تعتمد هذه الطريقة على افتراض أن توزيع الاجهاد الرأسي الناتج من الحمل المنتظم على الأساس يكون خطياً حتى عمق محدد ( $d$ ) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٥٦).  
وتحسب قيمة هذا الاجهاد من العلاقة التالية:



$$\sigma_z = p \left( \frac{d-z}{d} \right) \quad (٣٩-٣)$$

و تؤخذ قيم العمق (d) للحالات المختلفة كما يلي:

d = B في حالة أساس مربع

$d = \frac{2B.L}{B + L}$  في حالة أساس مستطيل

d = 2B في حالة أساس شريطي

٥/٤/٣ الهبوط الفوري

١/٥/٤/٣ مقبلة

هذا النوع من الهبوط يحدث فور تأثير الحمل. ففي حالة التربة غير المتماسكة (الرملية أو الزلطية) فإن الهبوط الفوري يكاد يكون مساويا للهبوط الكلي المتوقع إذ أن النفاذية العالية التي تتميز بها تلك التربة كافية لتبديد الضغط البيني فور تطبيق الحمل. أما في حالة التربة المتماسكة (الطينية) فإن الهبوط الفوري هو عبارة عن الانضغاط المرن لطبقات الطين ويمثل عادة نسبة صغيرة من الهبوط الكلي في حالة ما إذا كانت التربة مشبعة ويحدث ذلك مع ثبات الحجم. أما إذا كانت التربة غير مشبعة بالمياه أو كانت زائدة التمدد يتم بدرجة عالية، فإن الهبوط الفوري يمثل جزءا كبيرا من الهبوط الكلي المتوقع. وتتضمن البنود التالية طرق حساب الهبوط الفوري لحالات مختلفة من التأسيس. ويجب تحديد قيمة ( $E_s$ ) المستخدمة في حساب الهبوط الفوري للتربة الطينية في الحالة غير المصرفة طبقا لما جاء بالبند (٣/٣/٤/٣) (ب).

٢/٥/٤/٣ أساس على تربة بسمك لا نهائي

يمكن تقدير الهبوط الفوري لأساس على طبقة أفقية من التربة بسمك لا نهائي من المعادلة التالية:

$$s = p.B \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot l \quad (٤٠-٣)$$

حيث:

s	الهبوط الفوري.
p	الضغط المنتظم المؤثر عند منسوب التأسيس.
B	عرض الأساس.

(بالمتر) (كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>) (بالمتر)

$$\sigma_z = p \left( \frac{d-z}{d} \right) \quad (٣٩-٣)$$

و تؤخذ قيم العمق (d) للحالات المختلفة كما يلي:

d = B في حالة أساس مربع

$d = \frac{2B.L}{B + L}$  في حالة أساس مستطيل

d = 2B في حالة أساس شريطي

٥/٤/٣ الهبوط الفوري

١/٥/٤/٣ مقبلة

هذا النوع من الهبوط يحدث فور تأثير الحمل. ففي حالة التربة غير المتماسكة (الرملية أو الزلطية) فإن الهبوط الفوري يكاد يكون مساويا للهبوط الكلي المتوقع إذ أن النفاذية العالية التي تتميز بها تلك التربة كافية لتبديد الضغط البيني فور تطبيق الحمل. أما في حالة التربة المتماسكة (الطينية) فإن الهبوط الفوري هو عبارة عن الانضغاط المرن لطبقات الطين ويمثل عادة نسبة صغيرة من الهبوط الكلي في حالة ما إذا كانت التربة مشبعة ويحدث ذلك مع ثبات الحجم. أما إذا كانت التربة غير مشبعة بالمياه أو كانت زائدة التمدد أو غير مشبعة بدرجات عالية، فإن الهبوط الفوري يمثل جزءا كبيرا من الهبوط الكلي المتوقع. وتتضمن البنود التالية طرق حساب الهبوط الفوري لحالات مختلفة من التأسيس. ويجب تحديد قيمة ( $E_s$ ) المستخدمة في حساب الهبوط الفوري للتربة الطينية في الحالة غير المصرفة طبقا لما جاء بالبند (٣/٣/٤/٣) (ب).

٢/٥/٤/٣ أساس على تربة بسمك لا نهائي

يمكن تقدير الهبوط الفوري لأساس على طبقة أفقية من التربة بسمك لا نهائي من المعادلة التالية:

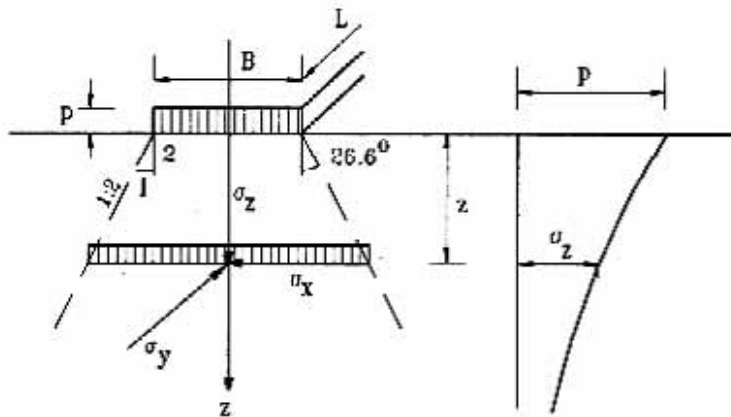
$$s = p.B \frac{1 - \mu^2}{E_s} \cdot l \quad (٤٠-٣)$$

حيث:

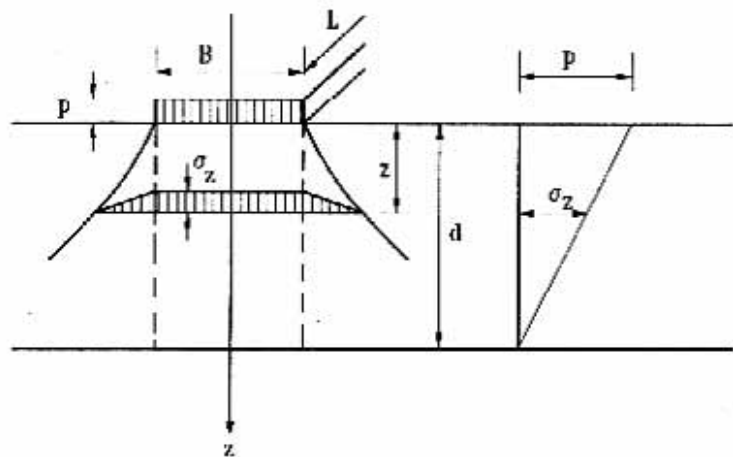
s	الهبوط الفوري.
p	الضغط المنتظم المؤثر عند منسوب التأسيس.
B	عرض الأساس.

(بالمتر)      (كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)      (بالمتر)

- I معامل يعتمد على شكل وجساءة الأساس (جدول رقم ٣-٢٠)  
 μ نسبة بواسون  
 E<sub>s</sub> معامل الانضغاط.  
 (كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)



شكل (٣-٥٥) إنتقال الحمل في التربة بميل ١ : ٢



شكل (٣-٥٦) توزيع الاجهادات الرأسية خطيا

جدول رقم (٣ - ٢٠) معامل الشكل والجماعة (I)  
لمساحات محملة على تربة ذات حيز مرن نصف لا نهائى

قيم معامل الشكل والجماعة ( I )				الشكل والجماعة
المتوسط	محيط الدائرة أو منتصف الحرف الطويل للمستطيل	الركن	المركز	
٠,٨٥	٠,٦٤	-	١,٠٠	دائرة - مرن
٠,٧٩	٠,٧٩	-	٠,٧٩	دائرة - جسيء
٠,٩٥	٠,٧٦	٠,٥٦	١,١٢	مربع - مرن
٠,٨٢	٠,٨٢	٠,٨٢	٠,٨٢	مربع - جسيء
				مستطيل - مرن
١,٣٠	١,١٢	٠,٧٦	١,٥٣	L / B = 2
١,٨٢	١,٦٨	١,٠٥	٢,١٠	= 5
٢,٢٤	٢,١٠	١,٢٨	٢,٥٦	= 10
				مستطيل - جسيء
١,١٢	١,١٢	١,١٢	١,١٢	L / B = 2
١,٦٠	١,٦٠	١,٦٠	١,٦٠	= 5
٢,٠٠	٢,٠٠	٢,٠٠	٢,٠٠	= 10

٣/٥/٤/٣ أساس على تربة بعمق (H)

٣/٥/٤/٣ (أ) أساس مرن

يمكن حساب الهبوط الفورى أسفل أساس مرن يتركز على طبقة أفقية من التربة بعمق (H) من العلاقة التالية:

$$s = \frac{\sigma}{E_g} \cdot H$$

(٤١-٣)

حيث:

(متر)	$s$	الهبوط الفوري
(كيلونيوتن / م <sup>٢</sup> )	$\sigma$	الاجهاد الناتج من الأساس المؤثر عند منتصف سمك طبقة التربة
(كيلونيوتن / م <sup>٢</sup> )	$E_s$	معامل الانضغاط لطبقة التربة بند (٣/٤/٣) (ب)
(بالمتر)	$H$	سمك طبقة التربة

٣/٥/٤/٣ (ب) أساس جسي

يمكن تقدير قيمة الهبوط الفوري في هذه الحالة بحساب الهبوط أسفل النقطة المميزة كما يلي:-

$$s = \frac{p \cdot B}{E_s} \cdot I_c \quad (٤٢-٣)$$

حيث:

(كيلونيوتن / م <sup>٢</sup> )	$p$	الضغط المنتظم الصافي المؤثر عند منسوب التأسيس.
(بالمتر)	$B$	عرض الأساس.
(كيلونيوتن / م <sup>٢</sup> )	$E_s$	معامل الانضغاط التربة (بند ٣/٤/٣) (ب)
	$I_c$	معامل تأثير يعين في الشكل رقم (٣-٥٧)

٤/٥/٤/٣ أساس على تربة متعددة الطبقات

يمكن تقدير قيمة الهبوط الفوري في هذه الحالة بحساب الاجهادات المتولدة عند منتصف كل طبقة من تلك الطبقات (فصل ٤/٤/٣) كما يلي:

$$s = \sum \frac{\sigma}{E_s} \cdot h_z \quad (٤٣-٣)$$

حيث:

(متر)	$s$	مجموع هبوط كل الطبقات
(كيلونيوتن / م <sup>٢</sup> )	$\sigma$	الاجهاد الناتج من الأساس المؤثر عند منتصف سمك الطبقة
(كيلونيوتن / م <sup>٢</sup> )	$E_s$	معامل الانضغاط للطبقة
(بالمتر)	$h_z$	سمك الطبقة

### ٦/٤/٣ الهبوط نتيجة لتدعيم التربة

١/٦/٤/٣ مقدمة

يحدث هذا الهبوط بسبب النقص في حجم فراغات التربة نتيجة لتبدد الضغط البيئي المتولد من تأثير الأحمال المضافة عليها (يرجع لفصل ٤/٤/٣ لحساب الاجهادات الأولية والاجهادات الاضافية). وفي هذه الحالة فان العلاقة بين الاجهاد والانفعال ( $C_r, C_c, m_v, E_s$ ) تختلف كثيرا تبعاً لدرجة التدعيم السابق للتربة. لذلك فانه من الضروري دراسة جيولوجية الموقع والاحمال التي تعرض لها في الماضى. وللحصول على نتائج دقيقة للمعاملات المستخدمة فى تقدير هذا الهبوط يجب مراعاة أن تكون العينات المختبرة غيرمقلقة ومستخرجة بجودة عالية.

### ٢/٦/٤/٣ أنواع الأحمال

يرجع للبنى ( $١/٣/٤/٣$ ) لحالات التحميل المحددة فى حالة التربة المتماسكة وفصل ( $٤/٤/٣$ ) لحساب الاجهادات.

### ٣/٦/٤/٣ التربة عادية التدعيم

التربة عادية التدعيم normally consolidated هي التربة التي لم تؤثر عليها ضغوط أكبر من ضغط عبء التربة الفعال الحالى. وفي هذه الحالة يمكن تحديد دليل الانضغاط ( $C_c$ ) من رسم العلاقة ( $e - \log p$ ) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٥٨) وبحسب الهبوط ( $\Delta H$ ) كمايلي:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{vo}} \quad (٤٤-٣)$$

حيث:

$C_c$  دليل الانضغاط ويعين من نتائج تجرية التدعيم المعملية

$e_0$  نسبة الفراغات الأولية

$\sigma'_{vo}$  اجهاد العبء الرأسى الفعال عند منتصف سمك الطبقة المعرضة للانضغاط

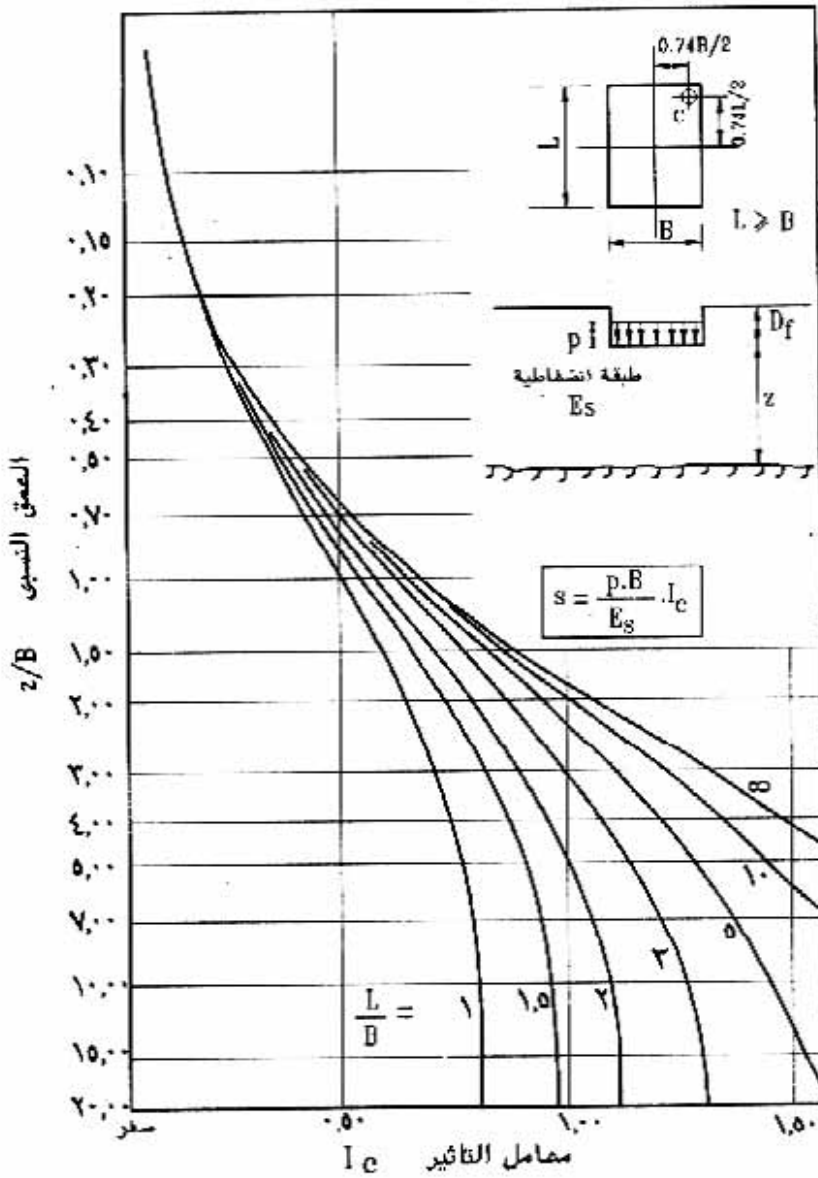
(كيلونيوتن/م<sup>٢</sup>)

(كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)

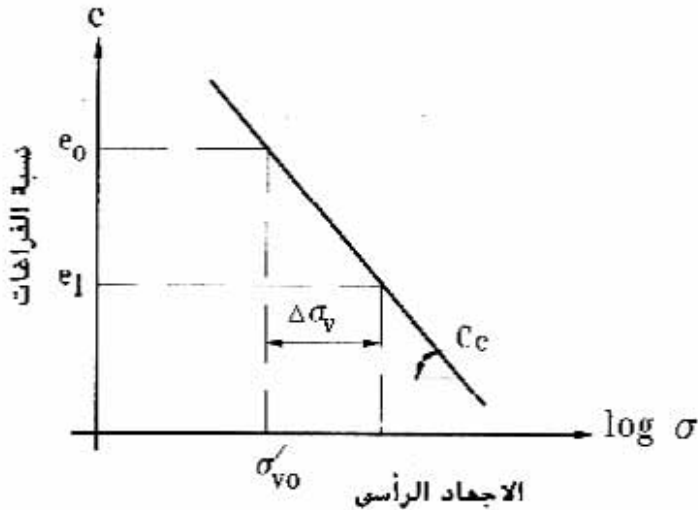
(متر)

$\Delta \sigma_v$  الاجهاد الاضافى الرأسى عند منتصف سمك الطبقة.

H سمك الطبقة



شكل (٣-٥٧) حساب الهبوط الفوري لأساس  
جسء أسفل النقطة المميزة



شكل (٣-٥٨) العلاقة بين الاجهاد الرأسى - نسبة الفراغات للتربة عادية التدعيم

ويجب مراعاة استخدام المعادلة السابقة فقط في حالة ما إذا كان سمك الطبقة القابلة للإضغاط (H) أقل من نصف عرض الأساس. أما إذا زاد السمك عن ذلك أو حدث تغيير في خصائص الانضغاط فإنه يجب تقسيم الطبقة المنضغطة إلى مجموعة من الطبقات المتتامة وحسب الهبوط لكل طبقة على حدة باستخدام المعادلة السابقة ويكون الهبوط الكلى هو المجموع الجبرى لقيم الهبوط للطبقات المتعددة.

#### ٤/٦/٤/٣ التربة سابقة التدعيم

تعتبر التربة سابقة التدعيم pre-consolidated إذا سبق تعرضها لضغوط أكبر من ضغط عبء التربة الفعال الحالى. ويحدث ذلك نتيجة لعدة أسباب مثل: انخفاض منسوب المياه الجوفية في وقت ما في الماضى، إزالة أوزان من التربة بفعل عوامل التعرية، أو الحفر،... الخ. ويعتمد حساب الهبوط في هذه الحالة على مقدار الاجهاد الاضافى كما يلى:-

(أ) إذا كان مجموع الاجهاد الاضافى واهتمام عبء التربة الفعال الحالى أقل من الاجهاد المسبب

لسبق التدعيم ( $\sigma_c$ ) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٥٩-أ) يحسب الهبوط ( $\Delta H$ ) كما

يلى:-



$$\Delta H = m_v \cdot \Delta \sigma_v \cdot H \quad (٤٥-٣)$$

or

$$\Delta H = \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\Delta \sigma'_{v0}} \quad (٤٦-٣)$$

حيث:

- $m_v$  معامل الانضغاط الحجمي ويعين من تجربة التدعيم العملية. (م/كيلونيوتن)  
 $\Delta \sigma_v$  الاجهاد الاضافي الرأسي عند منتصف سمك الطبقة. (كيلونيوتن / م<sup>٢</sup>)  
 $H$  سمك الطبقة. (بالمتر)  
 $C_r$  دليل إعادة الانضغاط

(ب) إذا كان مجموع الاجهاد الاضافي واجهاد صلبه التربة الفعال الحالي أكبر من الاجهاد المسبب لسبق التدعيم  $\sigma_c$  كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٥٩-ب) يحسب الهبوط ( $\Delta H$ ) كمايلي:

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 \quad (٤٧-٣)$$

حيث:

$$\Delta H_1 = m_v \cdot \Delta \sigma_1 \cdot H$$

$$\Delta H_2 = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma_c + \Delta \sigma_2}{\sigma_c} \quad (٤٨-٣)$$

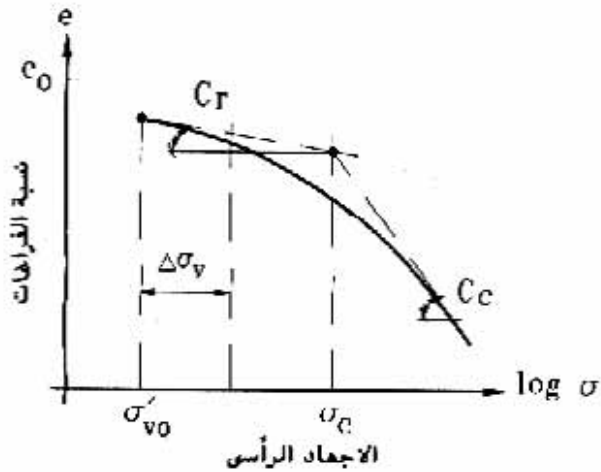
وكذلك يمكن حساب ( $\Delta H_1$ ) باستخدام المعادلة الآتية:

$$\Delta H_1 = \frac{C_r}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_1}{\sigma_c} \quad (٤٩-٣)$$

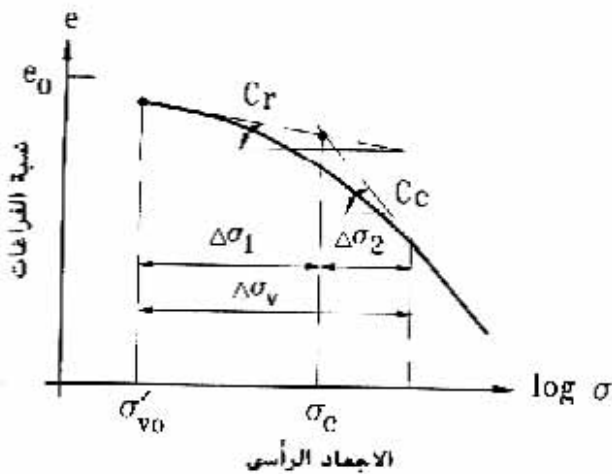
حيث:

$C_r$  دليل إعادة الانضغاط

ويراى ماورد بالبند (٣/٦/٤/٣) فيما يتعلق بسمك الطبقة.



شكل (٣-٥٩-أ) الاجهاد الإضافى واجهاد العبء أقل من ( $\sigma_c$ )



شكل (٣-٥٩-ب) الاجهاد الإضافى واجهاد العبء أكبر من ( $\sigma_c$ )

شكل (٣-٥٩) العلاقة بين الإجهاد الرأسى ونسبة الفراغات  
للتربة سابقة التدعيم

٥/٦/٤/٣ تصحيح حساب الهبوط

في حالة التربة الطينية السابقة التدعيم فإن الهبوط المحسوب قد يعطى قيماً زائدة عن الواقع. ويمكن إجراء التصحيح لهذا الهبوط كما يلي:

$$\Delta H_c = \alpha (\Delta H)_{oc} \quad . (٥٠-٣)$$

حيث:

$\Delta H_c$  الهبوط المصحح (بالمتر)

$\alpha$  معامل التصحيح ويعتمد على نسبة سيق التدعيم (OCR) و على عرض

مساحة التحميل وسمك الطبقة المعرضة للانضغاط كما هو موضح بالشكل

رقم (٦٠-٣)

$$\text{OCR} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{v0}} = \text{نسبة سيق التدعيم}$$

$(\Delta H)_{oc}$  الهبوط المحسوب نتيجة زيادة الاجهاد من  $\sigma_{v0}$  إلى  $\sigma_c$  (بند ٤/٦/٤/٣)

٦/٦/٤/٣ القيم التقديرية لدليل الانضغاط  $C_c$

يمكن تقدير قيم أولية لدليل الانضغاط ( $C_c$ ) للتربة عادية التدعيم باستخدام العلاقات المبينة في

الجدول رقم (٢١-٣) .

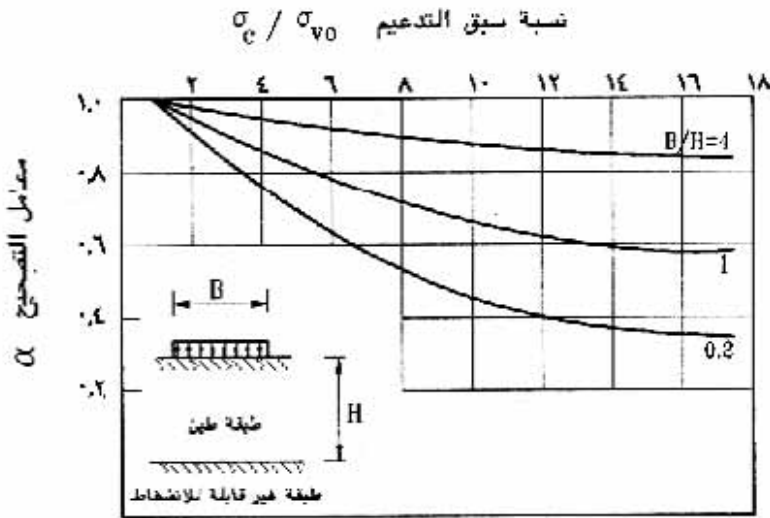
جدول رقم (٢١-٣) القيم التقديرية لمعامل الانضغاط  $C_c$

نوع التربة	قيمة المعامل ( $C_c$ )
تربة غير عضوية زائدة التدعيم	$C_c=0.007(w_L-10\%)$
تربة غير عضوية عادية التدعيم	$C_c=0.009(w_L-10\%)$
تربة عضوية organic أو متفحمة peat	$C_c=0.0115w$

حيث:

w محتوى الماء الطبيعي في المائة water content

w<sub>L</sub> حد السيولة liquid limit



شكل (٣-٦٠) العلاقة بين معامل التصحيح ونسبة سبق التدعيم

٧/٦/٤/٣ معدل التدعيم

يلزم تحديد معدل الهبوط مع الزمن لبعض الحالات وعلى سبيل المثال عندما تكون هناك ضرورة للإسراع بالهبوط أو عمل دراسة لعلاج منشآت متصدعة بسبب الهبوط أو لتحديد سلوك الأساس أثناء فترة الإنشاء.

ويجب الأخذ في الاعتبار أن زمن الهبوط المقدر يتأثر تأثيراً ملحوظاً بقيمة النفاذية في الاتجاهات المختلفة والتغير في معامل التدعيم ( $c_v$ ) نتيجة لقلقلة عينة التربة المختبرة .

٧/٦/٤/٣ (أ) حساب معدل التدعيم مع الزمن

في حالة التصريف الرأسى للمياه البينية فى التربة، فإن نظرية التدعيم فى الاتجاه الواحد المعتادة تحدد معدل التدعيم مع الزمن ويمكن حساب الزمن اللازم ( $t$ ) ، لدرجة معينة من التدعيم ( $U$ ) باستخدام معامل الزمن ( $T_v$ ) على النحو التالى:

$$T_v = c_v \cdot \frac{t}{H^2} \quad (٥١-٣)$$

حيث:

$T_v$  معامل الزمن المقابل لدرجة التذعيم (U) ويعين من الشكل رقم (٣-٦١-١).

$c_v$  معامل التذعيم ويحدد من تجربة التذعيم في المعمل ويمكن تقديرها مبدئياً

من الشكل رقم (٣-٦١-ب) (م/٢ ث)

H سمك الطبقة في حالة التصريف في اتجاه واحد ونصف سمك الطبقة

في حالة التصريف في اتجاهين (مترا)

t الزمن اللازم لحدوث درجة التذعيم (ثانية)

٣/٤/٦/٧ (ب) معدل التذعيم لطبقات متعددة

لحساب الهبوط مع الزمن في حالة تربة قابلة للإنضغاط تحتوى على عدة طبقات (n) ذات خواص مختلفة تتبع الخطوات التالية:-

١- نختار أى طبقة (i) خواصها  $c_{vi} = c_v$  ,  $H_i = H$

٢- يحول سمك كل طبقة من الطبقات الأخرى إلى سمك مكافئ كما يلى:

$$H'_1 = H_1 \left( \frac{c_{v1}}{c_v} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (٣-٥٢)$$

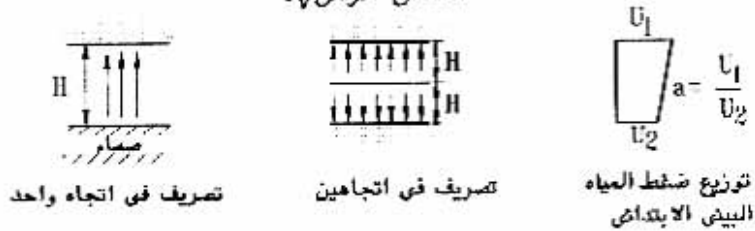
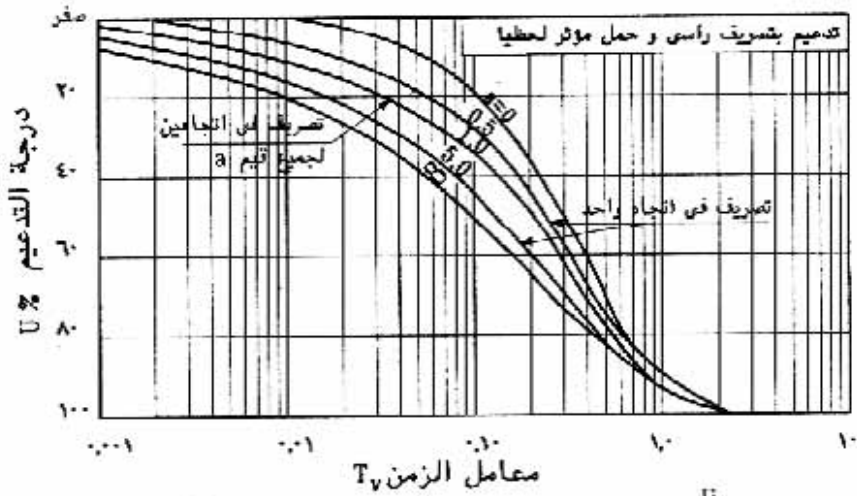
$$H'_2 = H_2 \left( \frac{c_{v2}}{c_v} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (٣-٥٣)$$

$$H'_n = H_n \left( \frac{c_{vn}}{c_v} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (٣-٥٤)$$

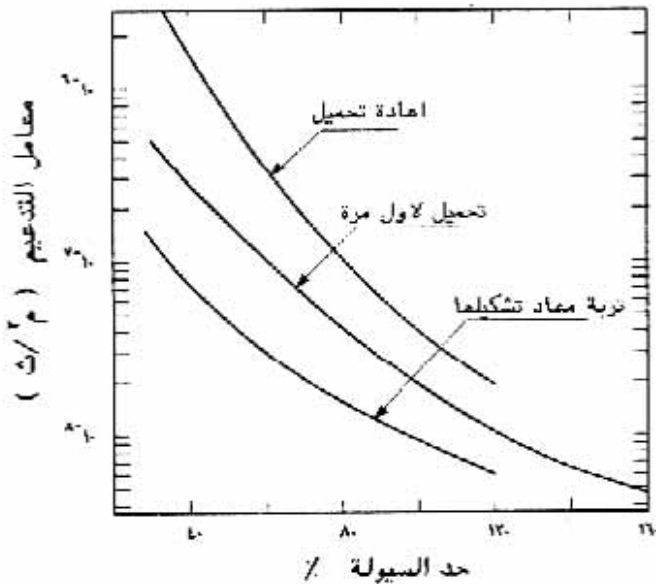
٣- بحسب سمك الطبقة الكلية المكافئ كما يلى :

$$H'_t = H'_1 + H'_2 + \dots + H'_n \quad (٣-٥٥)$$

٤- بحسب معدل الهبوط للطبقات المتعددة باستخدام خواص الطبقة الكلية المكافئة  $c_{vi}$ ,  $H'_i$



شكل (٣-٦١) معامل الزمن  $T_v$  المقابل لدرجة التدميم (U)



شكل (٣-٦١ ب) تقدير معامل التدميم

### ٧/٤/٣ الهبوط نتيجة للإضغاط الثانوى

طبقاً لنظرية التدعيم فإن الهبوط يتوقف عند تبدد الضغط البينى المتولد من تأثير الاجهادات المضافة. إلا أنه عادة ما يستمر الهبوط مع الزمن نتيجة للزحف (الانضغاط الثانوى). كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٦٢). وهذا الهبوط الثانوى يمثل نسبة ملموسة من الهبوط الكلى خاصة فى حالة التربة العضوية والتربة الطينية عالية الانضغاط والتربة الميكانيكية. ويحسب الهبوط الناتج من الانضغاط الثانوى بعد زمن محدد من المعادلة التالية:

$$\Delta H_{sec} = c_{\alpha} \cdot H \cdot \log \left( \frac{t}{t_{100}} \right) \quad (٥٦-٣)$$

حيث:

$\Delta H_{sec}$	الهبوط الناتج من الإضغاط الثانوى.	(متر)
$c_{\alpha}$	معامل الانضغاط الثانوى (شكل رقم ٣-٦٢) معبراً عنه بالانفعال لكل وحدة لوغاريتمية للزمن عند اجهادات متساوية للاجهادات فى الطبيعة.	
H	سمك الطبقة القابلة للإضغاط.	(متر)
t	الزمن المراد حساب الهبوط الثانوى عنده مقاساً من بدء التحميل	(دقيقة)
$t_{100}$	زمن اتمام عملية التدعيم الابتدائى فى الطبيعة.	(دقيقة)

وفى حالة عدم توافر قيم للمعامل ( $c_{\alpha}$ ) يمكن الاستعانة بالعلاقات المبينه بالشكل رقم (٣-٦٣).

### ٨/٤/٣ تعيين الهبوط من التجارب الحقلية

١/٨/٤/٣ مقدمة

يمكن تقدير هبوط الأساسات الضحلة من التجارب الحقلية وتعتبر تجربة التحميل باللوح من التجارب التى تعطى تقديراً مباشراً للهبوط. بينما هناك طرق غير مباشرة لتقدير الهبوط باستخدام نتائج تجربة الاختراق الاستاتيكي بالمخروط، تجربة القص بالمروحة. وتعطى هذه التجارب تقديراً لمعامل الانضغاط ( $E_0$ ) كما هو موضح بالبند رقم (٣/٣/٤/٣) (ب)).

فى حالة التربة غير المتماسكة لا ينشأ ضغط للمياه البينية pore water pressure أثناء انضغاط التربة نتيجة لنفوذيتها العالية نسبياً. لذلك فإن مقدار الهبوط الناتج من هذه التجارب يمثل أساساً الهبوط الكلى.

بينما فى حالة التربة المتماسكة فإن تجربة التحميل باللوح أو تجربة القص بالمروحة، على سبيل المثال، يمكن أن تعطى تقديراً للهبوط الفورى فقط بند (٣/٣/٤/٣) (ب)).

### ٧/٤/٣ الهبوط نتيجة للإضغاط الثانوى

طبقاً لنظرية التدعيم فإن الهبوط يتوقف عند تبدد الضغط البينى المتولد من تأثير الاجهادات المضافة. إلا أنه عادة ما يستمر الهبوط مع الزمن نتيجة للزحف (الانضغاط الثانوى). كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٦٢) . وهذا الهبوط الثانوى يمثل نسبة ملموسة من الهبوط الكلى خاصة فى حالة التربة العضوية والتربة الطينية عالية الانضغاط والتربة الميكانيكية. ويحسب الهبوط الناتج من الانضغاط الثانوى بعد زمن محدد من المعادلة التالية:

$$\Delta H_{sec} = c_{\alpha} \cdot H \cdot \log \left( \frac{t}{t_{100}} \right) \quad (٥٦-٣)$$

حيث:

$\Delta H_{sec}$	الهبوط الناتج من الإنضغاط الثانوى.	(متر)
$c_{\alpha}$	معامل الانضغاط الثانوى (شكل رقم ٣-٦٢) معبراً عنه بالانفعال لكل وحدة لوغاريتمية للزمن عند اجهادات متساوية للاجهادات فى الطبيعة.	
H	سمك الطبقة القابلة للإنضغاط.	(متر)
t	الزمن المراد حساب الهبوط الثانوى عنده مقاساً من بدء التحميل	(دقيقة)
$t_{100}$	زمن اتمام عملية التدعيم الابتدائى فى الطبيعة.	(دقيقة)

وفى حالة عدم توافر قيم للمعامل ( $c_{\alpha}$ ) يمكن الاستعانة بالعلاقات المبينه بالشكل رقم (٣-٦٣) .

### ٨/٤/٣ تعيين الهبوط من التجارب الحقلية

١/٨/٤/٣ مقدمة

يمكن تقدير هبوط الأساسات الضحلة من التجارب الحقلية وتعتبر تجربة التحميل باللوح من التجارب التى تعطى تقديراً مباشراً للهبوط. بينما هناك طرق غير مباشرة لتقدير الهبوط باستخدام نتائج تجربة الاختراق الاستاتيكي بالمخروط ، تجربة القص بالمروحة. وتعطى هذه التجارب تقديراً لمعامل الانضغاط ( $E_0$ ) كما هو موضح بالبند رقم (٣/٣/٤/٣) (ب)).

فى حالة التربة غير المتماسكة لا ينشأ ضغط للمياه البينية pore water pressure أثناء إنضغاط التربة نتيجة لنفاذيتها العالية نسبياً. لذلك فإن مقدار الهبوط الناتج من هذه التجارب يمثل أساساً الهبوط الكلى.

بينما فى حالة التربة المتماسكة فإن تجربة التحميل باللوح أو تجربة القص بالمروحة، على سبيل المثال، يمكن أن تعطى تقديراً للهبوط الفورى فقط بند (٣/٣/٤/٣) (ب)).



وهذا لأن الهبوط الناتج من التدعيم يستغرق زمنا طويلا نسبيا حتى يتبدد الضغط البيئي نتيجة للنفاذية المنخفضة نسبيا لهذا النوع من التربة. وفيما يلي التجارب الحقلية الأكثر استخداما لتقدير الهبوط.

### ٢/٨/٤/٣ تجربة التحميل باللوح

في هذه التجربة يقاس هبوط لوح تحميل مربع طول ضلعه ٣٠.٥ ملليمترا (١ قدم) لتعيين الهبوط المتوقع لأساس مرتكز على تربة رملية من العلاقة التالية:

$$s = s_1 \left( \frac{2B}{0.305 + B} \right)^2 \quad (٥٧-٣)$$

حيث:

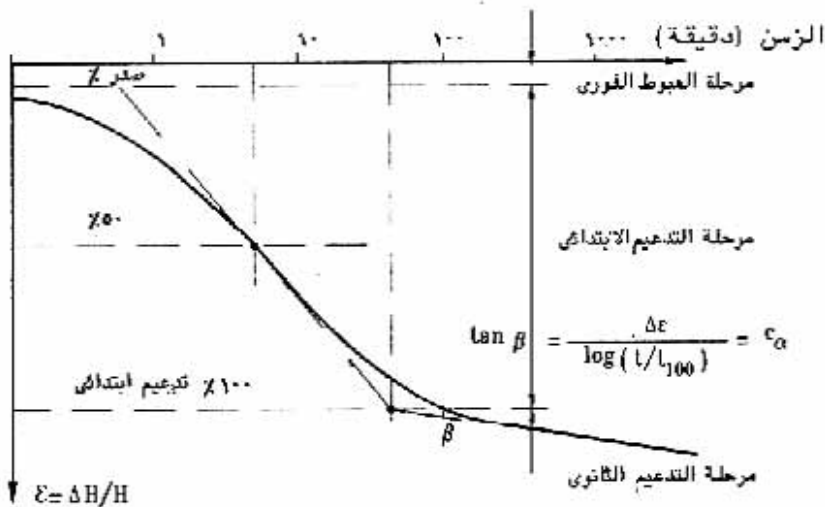
B عرض الأساس بالمترو.

s الهبوط بالمليمتر لأساس عرضه B.

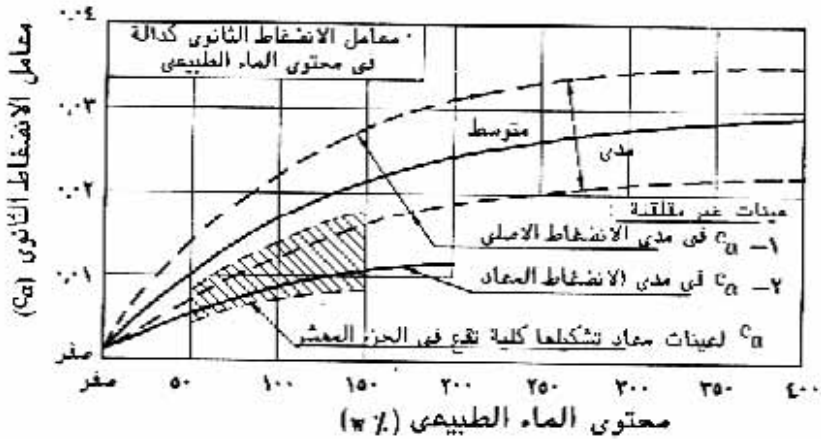
(مليمتر)

s<sub>1</sub> الهبوط بالمليمتر لـلوح تحميل مربع طول ضلعه ٣٠.٥ ملليمترا محمل بنفس الضغط

المتوقع حدوثه من الأساس.



شكل (٦٢-٣) منحنى الإلتعالي- الزمن لإختبار التدعيم



شكل (٣-٦٣) علاقة بين معامل الإنضغاط الثانوى ومحتوى الماء الطبيعى

#### ٣/٨/٤/٣ تجربة الاختراق القياسية

تستخدم نتائج هذه التجربة لتحديد معامل انضغاط التربة ( $E_s$ ) كما هو موضح بالبند (٣/٣/٤/٣ (ب)) وذلك لاستعماله في تقدير هبوط الأساسات الضحلة. وتستخدم هذه التجربة في حالة التربة غير المتماسكة (الرملية). وهى ذات قيمة محدودة بالنسبة لأنواع التربة التى تحتوى على الزلط الكبير أو الرجام أو الرضام وتعتبر غير مناسبة في حالة التربة المتماسكة أو المتلاحمة.

#### ٤/٨/٤/٣ تجربة الاختراق الاستاتيكي بالمخروط

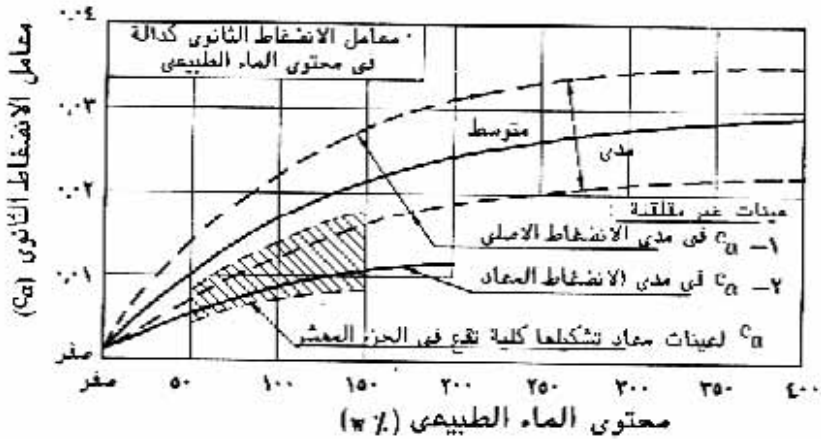
تستخدم نتائج هذه التجربة لتحديد معامل الانضغاط ( $E_s$ ) كما هو موضح بالبند (٣/٣/٤/٣ (ب)) وذلك لاستعماله في تقدير الهبوط الفورى للأساسات الضحلة. ويجب دائما استكمال البيانات من تجارب الاختراق الاستاتيكي بالمخروط بالمعلومات عن التربة من قطاعات الجسات.

#### ٥/٨/٤/٣ تجربة القص بالمروحة

تستخدم نتائج هذه التجربة لتعيين مقاومة القص غير المصرفه للتربة المتماسكة والتي يمكن منها تقدير معامل الانضغاط للتربة ( $E_s$ ). ويستخدم هذا المعامل في حساب الهبوط للأساسات الضحلة.

#### ٩/٤/٣ أسباب خاصة لتحرك الأساسات

يمكن حدوث تحركات للتربة نتيجة لأسباب أخرى غير الأحمال المؤثرة على الأساسات. ويجب



شكل (٣-٦٣) علاقة بين معامل الانضغاط الثانوى ومحتوى الماء الطبيعى

### ٣/٨/٤/٣ تجربة الاختراق القياسية

تستخدم نتائج هذه التجربة لتحديد معامل انضغاط التربة ( $E_s$ ) كما هو موضح بالبند (٣/٣/٤/٣ (ب)) وذلك لاستعماله في تقدير هبوط الأساسات الضحلة. وتستخدم هذه التجربة في حالة التربة غير المتماسكة (الرملية). وهى ذات قيمة محدودة بالنسبة لأنواع التربة التى تحتوى على الزلط الكبير أو الرجام أو الرضام وتعتبر غير مناسبة في حالة التربة المتماسكة أو المتلاحمة.

### ٤/٨/٤/٣ تجربة الاختراق الاستاتيكي بالمخروط

تستخدم نتائج هذه التجربة لتحديد معامل الانضغاط ( $E_s$ ) كما هو موضح بالبند (٣/٣/٤/٣ (ب)) وذلك لاستعماله في تقدير الهبوط الفورى للأساسات الضحلة. ويجب دائما استكمال البيانات من تجارب الاختراق الاستاتيكي بالمخروط بالمعلومات عن التربة من قطاعات الجسات.

### ٥/٨/٤/٣ تجربة القص بالمروحة

تستخدم نتائج هذه التجربة لتعيين مقاومة القص غير المصرفه للتربة المتماسكة والتي يمكن منها تقدير معامل الانضغاط للتربة ( $E_s$ ). ويستخدم هذا المعامل في حساب الهبوط للأساسات الضحلة.

### ٩/٤/٣ أسباب خاصة لتحرك الأساسات

يمكن حدوث تحركات للتربة نتيجة لأسباب أخرى غير الأحمال المؤثرة على الأساسات. ويجب

اتخاذ كافة الاحتياطات لتأمين سلامة المنشأ من هذه التحركات. وفيما يلي بعض الأسباب التي قد تؤدي إلى هذه التحركات.

- ١- انتفاش swell التربة بفعل المياه.
- ٢- انهيار collapse التربة بفعل المياه.
- ٣- التغيير في منسوب المياه الأرضية.
- ٤- الامتزازات.
- ٥- الزلازل.
- ٦- النحر.
- ٧- سحب حبيبات التربة.
- ٨- تغيير نسبة الرطوبة ودرجة الحرارة.
- ٩- إزالة الساند العرضي.
- ١٠- حفر الأنفاق.
- ١١- تأثير النباتات.

١٠/٤/٣ رصد الهبوط

١/١٠/٤/٣ مقدمة

يتم عادة رصد الهبوط للمنشآت غير التقليدية مثل العمارات المتعددة الطوابق أو المباني التي تتعرض لأحمال ثقيلة أو المنشآت ذات النظام الاستاتيكي غير التقليدي أو المنشآت التي تتركز على تربة عالية الانضغاط. ويتم رصد الهبوط عادة لهذه المنشآت أثناء الإنشاء وبعده. ويعطى هذا البند بعض الملحوظات الخاصة برصد الهبوط.

٢/١٠/٤/٣ أغراض رصد الهبوط

توجد عدة أهداف لرصد الهبوط من أهمها:

- ١- يمكن في حالة قياس هبوط كبير نسبياً أثناء الإنشاء تعديل طريقة الإنشاء بحيث يمكن تفادي أية أضرار قد تلحق مستقبلاً بالمنشأ.
- ٢- يمكن تحديد الخواص الحقيقية لانضغاط التربة من قياسات الهبوط. ويمكن الاستفادة من تحديد هذه الخواص في تقدير الهبوط لمنشآت أخرى مؤسسة على نفس نوعية التربة.

- ٣- تفيد المقارنة بين الهبوط المحسوب والهبوط المقاس فى تقييم طرق حساب الهبوط النظرية.
- ٤- تفيد قياسات الهبوط فى تحديد أسباب التصدعات فى المباني.

#### ٣/١٠/٤/٣ إختيار نقاط القياس فى المبنى

يتم اختيار النقاط التى يتم القياس عندها بناء على عدة عوامل من أهمها شكل المبنى ومسقطه الأفقى، نوع الأساس، خواص التربة تحت الأساس، توزيع الأحمال على الأساسات، النظام الاستاتيكي للمنشأ... الخ. ويجب أن يعطى الهبوط المقاس عند النقاط المختارة صورة كاملة عن تصرف التربة والمنشأ. ويفضل عامة تحديد نقاط رصد الهبوط بواسطة كل من المهندس الإنسانى والمهندس الجيوتكنيكي. وقد يستشار المهندس المساحى للتأكد من إمكانية الرصد فى كل النقاط المختارة.

#### ٤/١٠/٤/٣ النقاط الثابتة

يتم عادة قياس الهبوط الحادث عند أى نقطة خلال فترة زمنية محددة بطرح منسوبها السابق من منسوبها الحالى، ويتم ربط المناسيب عادة بمنسوب نقطة أو أكثر من النقاط الثابتة أى ذات المنسوب الثابت. ويتم اختيار هذه النقاط الثابتة بحيث تكون بعيدة تماما عن تأثير المنشأ المطلوب رصد الهبوط له أو أى مبانى أخرى لم يستكمل هبوطها بعد وذلك لضمان ثبات منسوبها خلال فترة رصد الهبوط. ويمكن وضع النقاط الثابتة فى المباني القديمة التى انتهى هبوطها أو على بلوكات خرسانية توضع خصيصا لهذا الغرض. ويجب قياس مناسيب النقاط الثابتة من وقت لأخر بالنسبة لروبيرات ثابتة ويفضل عمل هذه القياسات تحت إشراف مهندس مساحى استشارى.

#### ٥/١٠/٤/٣ دقة قياس الهبوط

يجب قياس المناسيب التى يتم على أساسها تحديد الهبوط بدقة كافية وذلك باستخدام أجهزة مساحية دقيقة ويجب ألا تقل دقة القياس عن ٠,١ مم.

#### ٦/١٠/٤/٣ قياس الهبوط خلال فترة الإنشاء وبعدها

يمكن اتباع التوصيات التالية عند قياس الهبوط خلال فترة الإنشاء وبعدها:

- ١- يجب البدء فى القياس قبل الوصول إلى ما لايزيد عن ٢٠% من الحمل الكلى للمبنى.
- ٢- عند حدوث تغير كبير فى التحميل خلال فترة زمنية قصيرة يجب عمل قياسات الهبوط قبل وبعد التحميل.

٣- إذا كان معدل التحميل منتظما فيجب أن يكون القياس على الأكل عدد ٢٠%، ٤٠%، ٦٠%، ٨٠%، ١٠٠% من الحمل الكلى.

٤- يجب قياس الهبوط بعد الانتهاء من الإنشاء مرتين أو ثلاث مرات على الأكل موزعة على فترة طويلة نسبيا في حالة التربة الطينية. بينما يكون القياس خلال فترة قصيرة نسبيا في حالة التربة الرملية.

### ٥/٣ حساب توزيع ضغط التلامس تحت الأساسات الضحلة

#### ١/٥/٣ مقدمة

يعتبر إيجاد توزيع ضغط التلامس بين الأساس وتربة التأسيس من المتطلبات الرئيسية لتصميم الأساسات الضحلة. فبمعرفة الأحمال الواقعة على الأساس وتوزيع ضغط التلامس أسفله، فإنه يمكن حساب القوى الداخلية اللازمة للتصميم باستخدام قواعد نظرية الإنشاءات.

ويتناول هذا الباب بعض الطرق لحساب توزيع ضغط التلامس والتي تشمل شروط الاتزان والتوافق بين التغير في الشكل deformations للتربة والأساس. ونظرا للحساسية الكبيرة في حساب عزوم الانحناء لبعض الحالات نتيجة للتغير البسيط في توزيع ضغط التلامس فإنه يوصى باختيار توزيع ضغط التلامس الذي يمثل التصرف الفعلي للمنشأ قدر الإمكان والذي يؤدي إلى أبعاد اقتصادية للأساس. والشكل رقم (٣-٦٤) يبين حساسية قيمة عزم الانحناء في مقابل توزيع ضغط التلامس.

وتعتبر الطرق التالية لحساب توزيع ضغط التلامس تقريبية إلى حد ما ولكنها كافية لتصميم الأنواع المختلفة من الأساسات الضحلة. ويوصى باستشارة خبير في هذا المجال وذلك للحالات المعقدة.

#### ٢/٥/٣ حدود التطبيق

تستخدم الطرق التالية لحساب توزيع ضغط التلامس أسفل الأساسات الضحلة المرتكزة على تربة متماسكة أو غير متماسكة. وهذه الأساسات تكون عموما معرضة لأحمال رأسية مثل حالات المباني السكنية والتجارية والصناعية والصوامع والخزانات. وتستخدم هذه الطرق المقترحة إذا

٣- إذا كان معدل التحميل منتظما فيجب أن يكون القياس على الأكل عدد ٢٠%، ٤٠%، ٦٠%، ٨٠%، ١٠٠% من الحمل الكلى.

٤- يجب قياس الهبوط بعد الانتهاء من الإنشاء مرتين أو ثلاث مرات على الأكل موزعة على فترة طويلة نسبيا في حالة التربة الطينية. بينما يكون القياس خلال فترة قصيرة نسبيا في حالة التربة الرملية.

### ٥/٣ حساب توزيع ضغط التلامس تحت الأساسات الضحلة

١/٥/٣ مقدمة

يعتبر إيجاد توزيع ضغط التلامس بين الأساس وتربة التأسيس من المتطلبات الرئيسية لتصميم الأساسات الضحلة. فبمعرفة الأحمال الواقعة على الأساس وتوزيع ضغط التلامس أسفله، فإنه يمكن حساب القوى الداخلية اللازمة للتصميم باستخدام قواعد نظرية الإنشاءات.

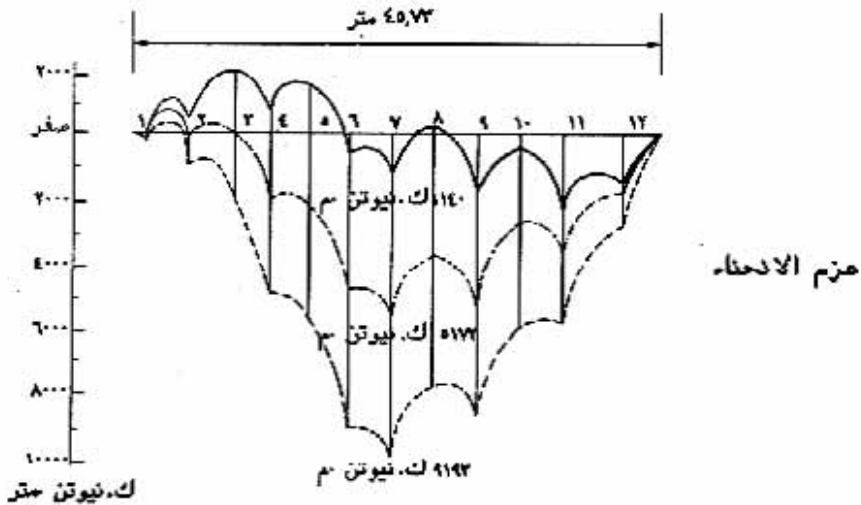
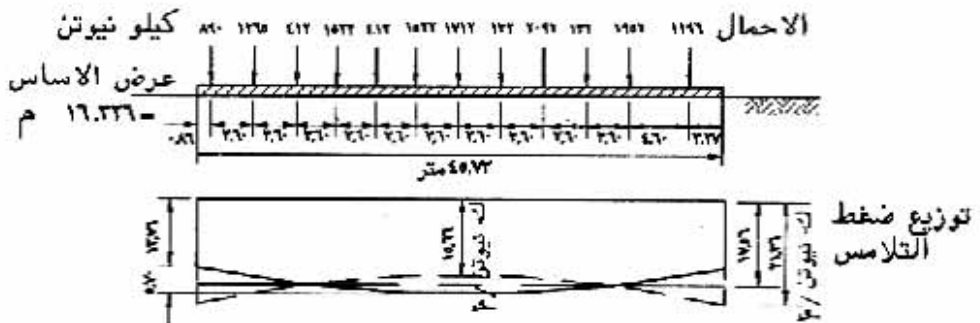
ويتناول هذا الباب بعض الطرق لحساب توزيع ضغط التلامس والتي تشمل شروط الاتزان والتوافق بين التغير في الشكل deformations للتربة والأساس. ونظرا للحساسية الكبيرة في حساب عزوم الانحناء لبعض الحالات نتيجة للتغير البسيط في توزيع ضغط التلامس فإنه يوصى باختيار توزيع ضغط التلامس الذي يمثل التصرف الفعلي للمنشأ قدر الإمكان والذي يؤدي إلى أبعاد اقتصادية للأساس. والشكل رقم (٣-٦٤) يبين حساسية قيمة عزم الانحناء في مقابل توزيع ضغط التلامس.

وتعتبر الطرق التالية لحساب توزيع ضغط التلامس تقريبية إلى حد ما ولكنها كافية لتصميم الأنواع المختلفة من الأساسات الضحلة. ويوصى باستشارة خبير في هذا المجال وذلك للحالات المعقدة.

### ٢/٥/٣ حدود التطبيق

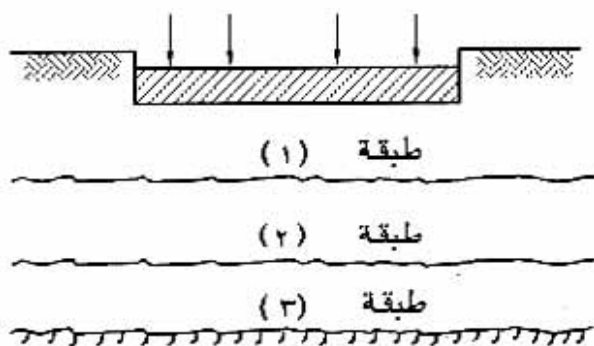
تستخدم الطرق التالية لحساب توزيع ضغط التلامس أسفل الأساسات الضحلة المرتكزة على تربة متماسكة أو غير متماسكة. وهذه الأساسات تكون عموما معرضة لأحمال رأسية مثل حالات المباني السكنية والتجارية والصناعية والصوامع والخزانات. وتستخدم هذه الطرق المقترحة إذا

تكونت تربة التأسيس من طبقة (أو طبقات) أفقية وذات خواص منتظمة من ناحية التغير في الشكل كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٦٥). أما في حالة التربة غير المتجانسة الخواص فإنه يجب الأخذ في الاعتبار التصرف غير المنتظم لهذه التربة في الاتجاهين الرأسي والأفقي (شكل رقم ٣-٦٦).

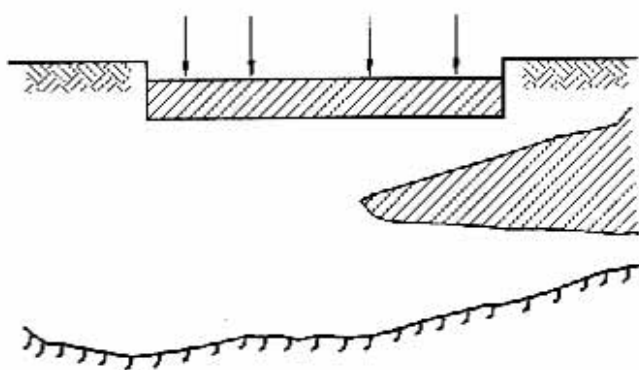


شكل رقم (٣-٦٤) تأثير توزيع ضغط التلامس على عزوم الانحناء





شكل (٣-٦٥) تربة التأسيس مكونة من أكثر من طبقة أفقية وذات خواص منتظمة



شكل (٣-٦٦) تربة التأسيس مكونة من طبقات غير متجانسة

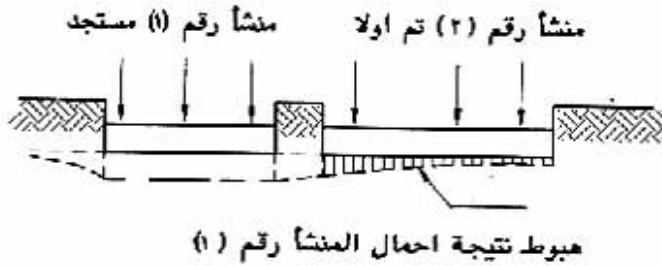
٣/٥/٣ البيانات اللازمة لحساب ضغط التلامس

يجب أن تتوفر بيانات كافية عن الأساس وعن التربة أسفل منسوب التأسيس كما يلي:-

١/٣/٥/٣ البيانات الخاصة بالأساس

يجب تحديد أبعاد الأساس، (عرض، طول، ارتفاع)، وجميع أنواع الأحمال الواقعة عليه بما في ذلك الأحمال الحية المؤثرة لفترة قصيرة. كما يجب الأخذ في الاعتبار تأثير المنشآت المستجدة

على المنشآت القائمة المجاورة حيث قد تتسبب المنشآت المستجدة في حدوث هبوط ملموس بالمنشآت القائمة كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٦٧).



شكل (٣-٦٧) تأثير المنشآت على بعضها

#### ٢/٣/٥/٣ البيانات الخاصة بتربة التأسيس

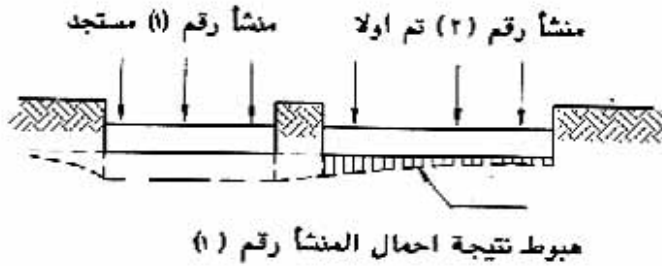
يجب دراسة خصائص تربة التأسيس لتعيين المعاملات التي تؤثر على حساب توزيع ضغط التلامس. ومن أهم هذه المعاملات معامل الانضغاط للتربة ( $E_p$ ) والذي يعبر عن العلاقة بين الاجهاد والانفعال لتربة التأسيس. وتوجد بيانات عن هذا المعامل في الجاب (٤/٣) الخاص بهبوط الأساسات.

#### ٤/٥/٣ طرق إيجاد توزيع ضغط التلامس

##### ١/٤/٥/٣ مقدمة

تحدد الخواص الانضغاطية للتربة في العموم طريقة حساب توزيع ضغط التلامس. وتتمثل الصعوبة عادة في عدم التأكد من المعاملات التي تحدد الخواص الانضغاطية لتربة التأسيس حيث أن تربة التأسيس في العموم مادة غير مرنة وغير متجانسة الخواص في جميع الاتجاهات. وحيث أن استكشاف هذه الخواص لكل كتلة تربة التأسيس يعتبر مكلفا جدا فإنه يكتفى عادة بدراسة خواص بعض العينات من كتلة تربة التأسيس، وفيما يلي تعطى بعض طرق إيجاد توزيع ضغط التلامس. وبعد إيجادها يمكن إيجاد القوى الداخلية اللازمة للتصميم باستخدام القواعد الخاصة بنظرية الإنشاءات.

على المنشآت القائمة المجاورة حيث قد تتسبب المنشآت المستجدة في حدوث هبوط ملموس بالمنشآت القائمة كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٦٧).



شكل (٣-٦٧) تأثير المنشآت على بعضها

#### ٢/٣/٥/٣ البيانات الخاصة بتربة التأسيس

يجب دراسة خصائص تربة التأسيس لتعيين المعاملات التي تؤثر على حساب توزيع ضغط التلامس. ومن أهم هذه المعاملات معامل الانضغاط للتربة ( $E_p$ ) والذي يعبر عن العلاقة بين الاجهاد والانفعال لتربة التأسيس. وتوجد بيانات عن هذا المعامل في الجاب (٤/٣) الخاص بهبوط الأساسات.

#### ٤/٥/٣ طرق إيجاد توزيع ضغط التلامس

##### ١/٤/٥/٣ مقدمة

تحدد الخواص الانضغاطية للتربة في العموم طريقة حساب توزيع ضغط التلامس. وتتمثل الصعوبة عادة في عدم التأكد من المعاملات التي تحدد الخواص الانضغاطية لتربة التأسيس حيث أن تربة التأسيس في العموم مادة غير مرنة وغير متجانسة الخواص في جميع الاتجاهات. وحيث أن استكشاف هذه الخواص لكل كتلة تربة التأسيس يعتبر مكلفا جدا فإنه يكتفى عادة بدراسة خواص بعض العينات من كتلة تربة التأسيس، وفيما يلي تعطى بعض طرق إيجاد توزيع ضغط التلامس. وبعد إيجادها يمكن إيجاد القوى الداخلية اللازمة للتصميم باستخدام القواعد الخاصة بنظرية الإنشاءات.

### ٣/٤/٢ الطرق المتطورة

فى هذه الطرق يعامل المنشأ والأساس وتربة التأسيس كأنها وحدة واحدة واعتبارها كحالة إنشائية ثلاثية المحاور. ويمكن حل مثل هذه الحالات باستخدام برامج للحاسب الآلى المعتمدة على قواعد التحليل العددي numerical analysis للهندسة الإنشائية. وعند استخدام هذه الطرق يجب محاولة الأخذ فى الاعتبار العوامل التى تؤثر على تغير الشكل للمنشأ وتربة التأسيس وهى كما يلى:

- أولا العوامل المؤثرة على تغير الشكل للمنشأ العلوى والأساس
- ١- التغير فى الجساءة لعناصر المنشأ تبعاً لابعادها وتسليحها.
- ٢- العلاقة غير الخطية الحقيقية بين الاجهاد والانفعال للخرسانة.
- ٣- القوى العمودية وقوى القص المؤثرة على القطاعات.
- ٤- الانكماش والزحف فى الخرسانة.
- ٥- جساءة حوائط الطوب.
- ٦- مراحل التنفيذ المختلفة.
- ٧- أى خواص أخرى أو عوامل لها تأثير على التغير فى الشكل.

### ثانياً العوامل المؤثرة على تغير الشكل لتربة التأسيس

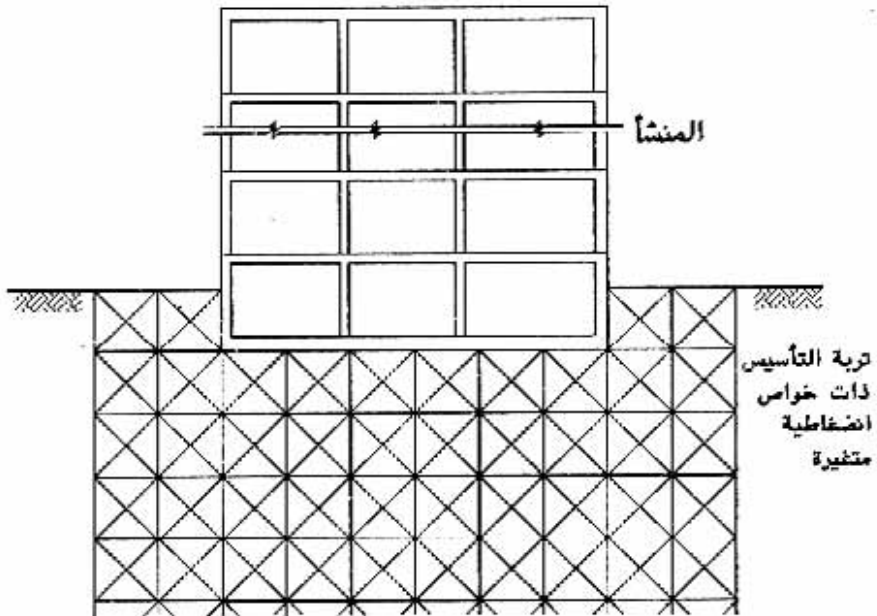
- ١- العلاقة غير الخطية بين الإجهاد والانفعال لعناصر التربة.
- ٢- ثلاثى المقاومة للتربة فى حالة الشد.
- ٣ تغير الخواص لعناصر التربة فى الاتجاهات الثلاثة.
- ٤- التغير فى الشكل نتيجة لزحف تربة التأسيس.
- ٥- التغير فى طبقات التربة فى الاتجاهات الرأسية والأفقية.
- ٦- أى خواص أخرى تؤثر على تغير شكل تربة التأسيس.

وتقسم عموماً تربة التأسيس المتصلة إلى عناصر محدده كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٦٨). كما يمكن كذلك أن تمثل تربة التأسيس المتصلة على شكل أضلاع مترابطة فى الاتجاهات الثلاثة مع الأخذ فى الاعتبار أن مقاومة التربة لإجهادات الشد مساوية للصفر.

وهذه الطرق المتطورة محدود استخدامها في المنشآت العادية نظرا لصعوبتها ولكثرة أبحاث التربة المطلوب توافرها، ويمكن استخدامها فقط في المنشآت الهامة. ويمكن إجراء بعض التبسيط على هذه الطريقة كما يلي:

(١) اعتبار أن المنشأ فوق الأرض والأساس والتربة وحدة واحدة ولكن مع حل تبسيط في خصائص التغير في الشكل وذلك بفرض أن العلاقة بين الاجهاد والانفعال خطية لكل من مواد الإنشاء وتربة التأسيس.

(٢) حل المنشأ على حده ثم نقل الأحمال الناتجة منه إلى الأساس. وتحسب الأساسات بعد ذلك على أنها مرتكزة على تربة التأسيس، وهذا باستخدام الطريقة المتطورة المذكورة سابقا، أو بعد حل تبسيط لخصائص التغير في شكل التربة، كاعتبار أن العلاقة خطية بين الاجهاد والانفعال.



شكل (٣-٦٨) نموذج تحليلي معقد للمنشأ وتربة التأسيس

٣/٤/٥/٣ طريقة معامل الانضغاط

٣/٤/٥/٣ (أ) تمهيد

تعتبر هذه الطريقة حالة خاصة من الطريقة المتطورة المذكورة سابقاً، وذلك بعد عمل تبسيط في علاقات التغير في الشكل لتربة التأسيس. ولحساب ضغط التلامس يمكن أن يعامل المنشأ والأساس كوحدة واحدة أو تعامل الأساسات بعد تعيين الأحمال الناتجة من المنشأ على أنها تركز على طبقة انضغاطية. ويعتبر الحل الأخير هو الأبسط والأكثر استخداماً.

٣/٤/٥/٣ (ب) الافتراضات

١- تعتبر تربة التأسيس مادة مرنة ذات معاملات متساوية في جميع الاتجاهات. وهذه المعاملات هي معامل الانضغاط ( $E_v$ ) ونسبة بواسون ( $\mu$ ). ويمكن للتبسيط اعتبار نمبه بواسون مساوية للصفر.

٢- تحسب الاجهادات والانفعالات لكتلة التربة نتيجة لأحمال الأساس باعتبار كتلة التربة ذات حيز نصف لانهائي مرن متشابه في الخواص في جميع الاتجاهات.

٣- سطح التلامس أفقياً بين تربة التأسيس والأساس.

٤- في حالة المباني التي تكون القوى الأفقية الخارجية صغيرة بالنسبة للأحمال الرأسية، فإنه يمكن إهمال اجهادات القص التي بين الأساس وتربة التأسيس. وهذا يعني أن الأحمال الرأسية، و ضغوط التلامس الرأسية، والتغيرات في الشكل الرأسية للأساس وتربة التأسيس، هي ذات الأهمية.

٣/٤/٥/٣ (ج) تعيين معامل الانضغاط

يمكن تعيين معامل الانضغاط ( $E_v$ ) عن طريق تجارب معملية أو حقلية أو عن طريق الخبرة لأنواع متشابهة من التربة وذلك كما هو مبين بالبند رقم ( ٣/٤/٣ (ب)).

٣/٤/٥/٣ (د) حساب ضغوط التلامس لأساس اللبشة

يعتبر المبدأ الأساسي في الحساب هو تطابق ترخيم الأساس مع هبوط تربة التأسيس. ويعبر عن العلاقة بين التغير في الشكل والتحميل للبشة ذات السمك الثابت المبينة بالشكل رقم (٣-٦٩) بالمعادلات التفاضلية الآتية:

$$\frac{\partial^4 s}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 s}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 s}{\partial y^4} = \frac{-p+q}{D} \quad (٥٨-٣)$$

حيث:

s الهبوط عند أى نقطة من اللبشة بإحداثيات (y, x) كما هو موضح بالشكل

(بالمتر)	رقم (٣-٦٩)
(كيلو نيوتن/ متر <sup>١</sup> )	q الحمل العلوى المؤثر على اللبشة عند نفس النقطة
(كيلو نيوتن/ متر <sup>٢</sup> )	p ضغط التلامس المجهول عند نفس النقطة
(كيلو نيوتن. متر)	D صلابة اللبشة للانحناء (الجساءة) $\frac{Eh^3}{12(1-\mu_r^2)}$
(كيلو نيوتن/ متر <sup>١</sup> )	E معامل المرونة لمادة اللبشة
(مترا)	h سمك اللبشة
	$\mu_r$ نسبة بواسون لمادة اللبشة.

ويرتبط الهبوط (s) للطبقة الانضغاطية بضغط التلامس وذلك عن طريق إجراء التكامل للهبوط الناتج من حمل رأسى مركزى على سطح حيز نصف لانتهائى كما يلى:

$$s = \frac{1+\mu_s}{2\pi E_s} \iint A.p.d.x.dy \quad (٥٩-٣)$$

$$A = \left[ 2(1-\mu_s) \left( \frac{1}{c} - \frac{1}{\sqrt{c^2+d^2}} \right) \right] - \frac{d^2}{\sqrt{(c^2+d^2)^3}}$$

$$c = \sqrt{(y-y')^2 + (x-x')^2}$$

حيث:

(بالمتر)	s الهبوط عند نقطة بإحداثيات (y, x)
(كيلو نيوتن/ متر <sup>١</sup> )	p ضغط التلامس لنقطة ذات إحداثيات (y', x')
(كيلو نيوتن/ متر <sup>٢</sup> )	E <sub>s</sub> معامل الانضغاط لتربة التأسيس
	$\mu_s$ نسبه بواسون لتربة التأسيس.
(مترا)	d سمك الطبقة المعرضة للانضغاط

٣/٤/٥/٣ (هـ) حساب ضغوط التلامس لأساس شريطي مستمر

يمكن اعتبار الأساس من النوع الشريطي إذا كان عرضه أقل كثيرا من طوله أي (L « B) كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٧٠-أ) أو إذا كان الأساس عالي الجساءة جدا في اتجاه y (شكل رقم ٣-٧٠-ب) وتبين المعادلة التفاضلية التالية العلاقة بين التنبير في الشكل والتحميل لحالة أساس شريطي كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٧٠).

$$\frac{d^4s}{dx^4} = \frac{-p+q}{D'} \quad (٣-٦٠)$$

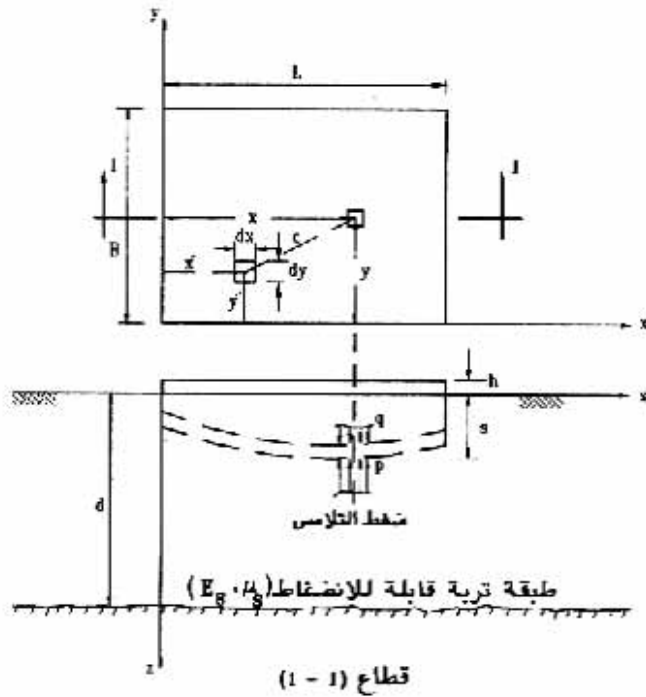
حيث:

s	الهبوط عند أي نقطة للأساس باحداثي (x)
q	الحمل العلوي المؤثر على الأساس عند نفس النقطة
p	ضغط التلامس المجهول عند نفس النقطة
D'	صلابة الأساس للانحناء لوحدة العرض = Eh <sup>3</sup> /12
E, h	كما عرفت من قبل بالنسبة لحالة أساس اللبشة.

ترتبط قيم الهبوط (s) لطبقة التربة المنضغطة بضغوط التلامس المجهولة كما هو مبين بالمعادلة (٣-٥٩). ويتضح من المعادلات الأساسية المبينة عاليه أن توزيع ضغط التلامس محكوم بمعادلات تفاضلية وتكاملية في نفس الوقت، ولا يوجد حل رياضي عام لهذه المعادلات يمكن تطبيقه لأي حالة تحميل أو لأي صلابة خاصة باللبشة أو بالأساس الشريطي، أو لأي خصائص انضغاط لتربة التأسيس.

وتحل مسألة ضغط التلامس باستخدام طرق حسابية رقمية متعددة تحقق كلا من المعادلات التفاضلية والتكاملية وكذلك الشروط الطرفية.





شكل رقم (٢-٦٩) حساب ضغوط التلامس لأساس لبشة

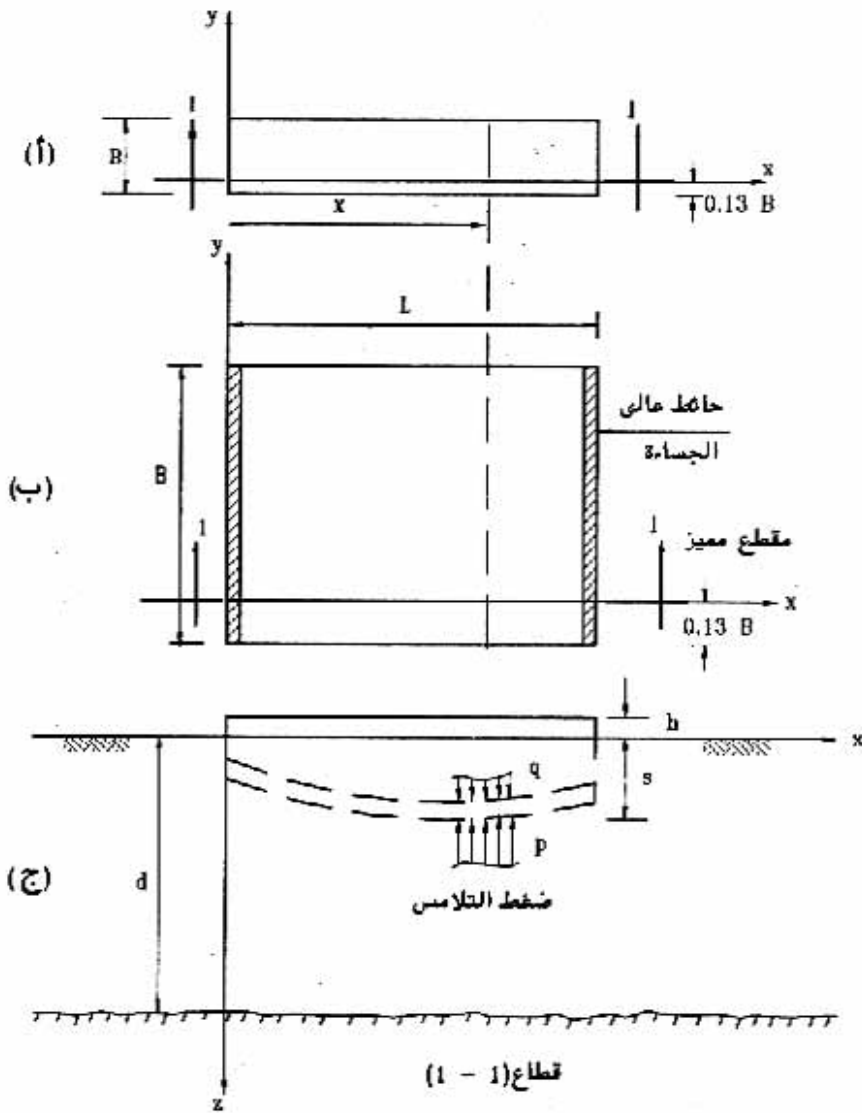
٣/٤/٥/٣ (و) حساب ضغوط التلامس لحالات خاصة

يبين هذا الباب بعض الحلول لحالات خاصة مثل حالة أساسات جسيئة بالنسبة لتربة التأسيس (الهبوط لهذا النوع يكون خطياً) وحالة طبقة قابلة للانضغاط ذات عمق كبير بالنسبة لابعاد الأساس (حيز نصف لا نهائى)

(١) حساب ضغوط التلامس لأساس مستدير جسيء محمل تحميلاً رأسياً مركزياً

تتم حساب ضغوط التلامس لهذه الحالة المبينة بالشكل رقم (٣-٧١) من المعادلة الآتية:

$$p_s = \frac{p_{sm}}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2}} = p_{sm} \cdot i_1 \quad (٣-٧١)$$



شكل (٣-٧٠) حساب ضغوط التلامس لأساس شريطي مستمر

حيث:

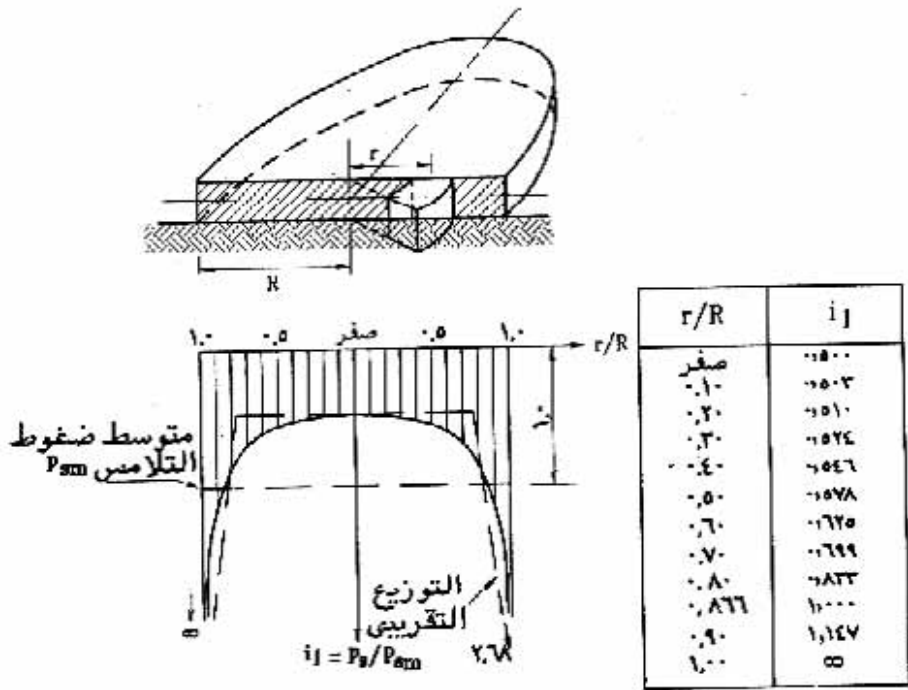
$P_s$	ضغط التلامس لنقطة على مسافة ( $r$ ) من مركز الأساس	(كيلو نيوتن / متر <sup>٢</sup> )
$P_{sm}$	متوسط ضغط التلامس (الحمل الكلي / مساحة الأساس)	$P/\pi R^2$
$P$	محصلة الأحمال الرأسية المؤثرة على الأساس	(كيلو نيوتن)
$R$	نصف قطر الأساس	(متر)
$i_1$	معامل يعتمد على ( $r/R$ ) كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٧١).	

(٢) حساب ضغط التلامس لأساس مستطير، جسء محمل تحميلاً رأسياً لا مركزياً  
تخصب ضغوط التلامس لهذه الحالة المبينة بالشكل رقم (٣-٧٢) من المعادلة التالية:

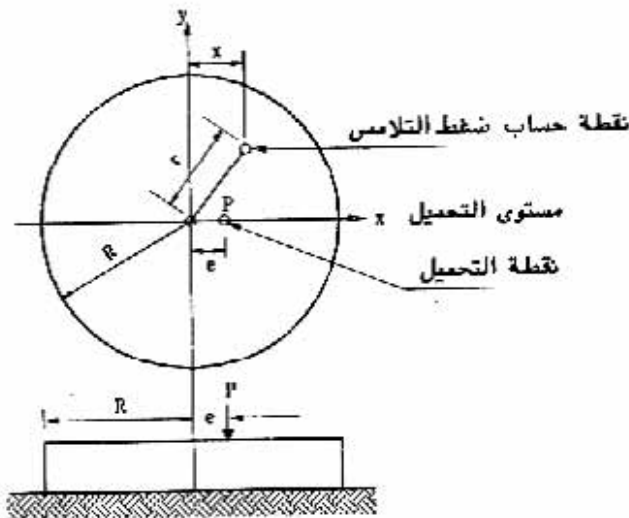
$$P_s(x,r) = \frac{P_{sm}}{2} \cdot \frac{1 + 3\left(\frac{e}{R} \cdot \frac{x}{R}\right)}{\sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2}} \quad (٣-٧٢)$$

حيث:

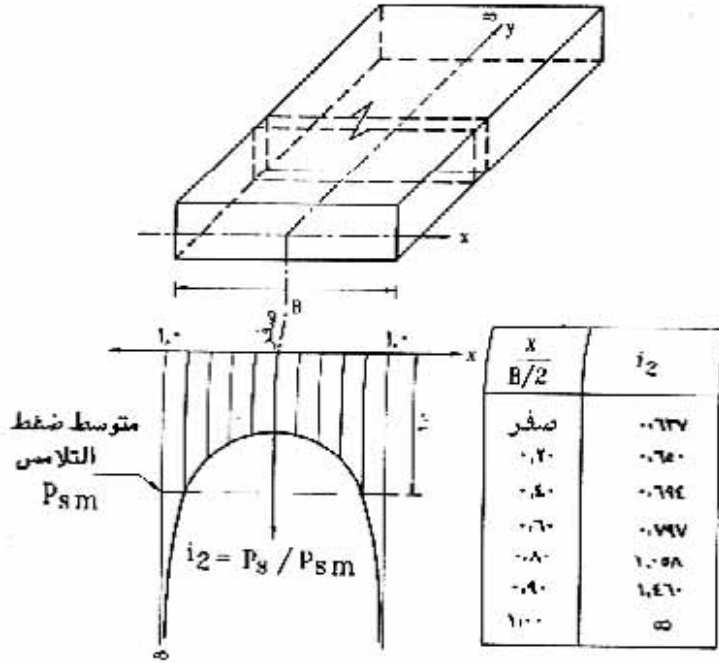
$P_s(x,r)$	ضغط التلامس عند نقطة احداثياتها ( $r,x$ ) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٧٢)	(كيلو نيوتن / متر <sup>٢</sup> )
$P_{sm}$	متوسط ضغط التلامس (الحمل الكلي / مساحة الأساس)	(كيلو نيوتن / متر <sup>٢</sup> )
$R$	نصف قطر الاساس	(متر)
$r,x$	إحداثيات النقطة المطلوبة لحساب ضغط التلامس ( $x$ تعوض بإشارتها)	(متر)
$e$	مقدار ترحيل الحمل عن مركز الأساس ( $e \leq R/3$ )	(متر)



شكل (٧١-٣) ضغط التلامس لأساس دائري جسمي محمل تحميلا مركزيا



شكل (٧٢-٣) ضغط التلامس لأساس دائري جسمي محملا تحميلا رأسيا لا مركزيا



شكل (٣-٧٣) توزيع ضغط التلامس  
 لأساس شريطي جسيء محمل تحميلاً رأسياً مركزياً

(٣) حساب ضغط التلامس لأساس شريطي جسيء محمل تحميلاً رأسياً مركزياً  
 تحسب ضغوط التلامس لهذه الحالة المبينة بالشكل رقم (٣-٧٣) من المعادلة التالية:

$$P_s = \frac{2 \cdot P_{sm}}{\pi} \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{x}{B/2}\right)^2}} = P_{sm} \cdot i_2 \quad (٣-٦٣)$$

حيث:

- $P_s$  ضغط التلامس عند نقطة تبعد مسافة (x) من مركز الأساس (كيلونيوتن/متر<sup>٢</sup>)  
 $P_{sm}$  متوسط ضغط التلامس (الحمل الكلي/مساحة الأساس) (كيلونيوتن/متر<sup>٢</sup>)  
 $B$  عرض الأساس (متر)  
 $i_2$  معامل يعتمد على  $\left(\frac{x}{B/2}\right)$  كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٧٣)

(٤) حساب ضغط التلامس لأساس شريطي جسمي محمل تحميلا رأسيا لا مركزيا  
 تحسب ضغوط التلامس لهذه الحالة المبينة بالشكل رقم (٣-٧٤) من المعادلات التالية:  
 أ- عندما تكون اللامركزية (بعد الحمل عن المركز  $e \geq B/4$ ) أي أن كل مساحة التلامس  
 معرضة للضغط :

$$p_s = \frac{2 \cdot p_{sm}}{\pi} \frac{1 + 2 \left( \frac{e}{B/2} \cdot \frac{x}{B/2} \right)}{\sqrt{1 - \left( \frac{x}{B/2} \right)^2}} \quad (٦٤-٣)$$

حيث :

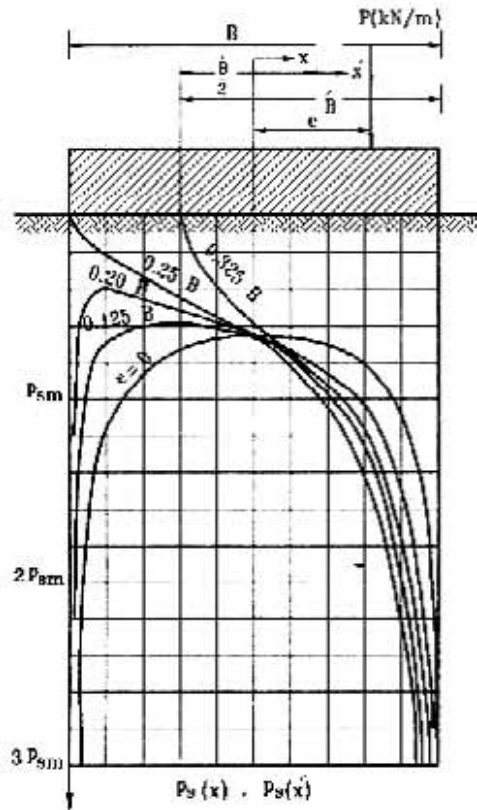
$p_{sm}$  متوسط ضغط التلامس  $P/B =$  (كيلونيوتن/متر<sup>٢</sup>)

ب- عندما تكون اللامركزية (بعد الحمل عن المركز  $e < B/4$ ) مع عدم السماح باجهاد الشد في  
 التلامس :

$$p_s = \frac{2 \cdot p_{sm}}{\pi} \frac{1 + \frac{x'}{B'/2}}{\sqrt{1 - \left( \frac{x'}{B'/2} \right)^2}} \quad (٦٥-٣)$$

حيث :

$p_{sm}$  متوسط ضغط التلامس  $P/B' =$  (كيلونيوتن/متر<sup>٢</sup>)  
 $P$  هي محصلة الأحمال الرأسية المؤثرة على الأساس  
 $B$  عرض الأساس الشريطي  
 $B'$  العرض المضغوط للأساس الشريطي  
 $2(B-2e) =$  في حالة  $(e < B/4)$   
 $e$  مقدار ترحيل الحمل عن مركز الأساس (مترا)



شكل (٣-٧٤) توزيع ضغط التلامس لأساس شريطي جسيء  
محملا تحميلا رأسيلا لا مركزيا

(٥) حساب ضغط التلامس لأساس مستطيل جسيء محمل تحميلا رأسيلا مركزيا  
تحسب ضغوط التلامس تقريبا لهذه الحالة المبينة بالشكل رقم (٣-٧٥) كما يلي:

$$p_s = \frac{0.405 p_{sm}}{\sqrt{\left(1 - \frac{x^2}{(L/2)^2}\right) \left(1 - \frac{y^2}{(B/2)^2}\right)}} - p_{sm} \quad (٣-٦٦)$$

حيث:

$p_s$  ضغط التلامس عند نقطة احداثياتها  $(y, x)$  من محور الأساس (كيلو نيوتن/ متر<sup>٢</sup>)

$p_{sm}$  متوسط ضغط التلامس (كيلو نيوتن/ متر<sup>٢</sup>)

(متر)

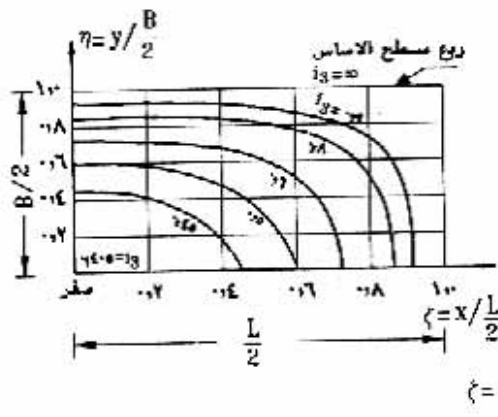
L طول الأساس

(متر)

B عرض الأساس

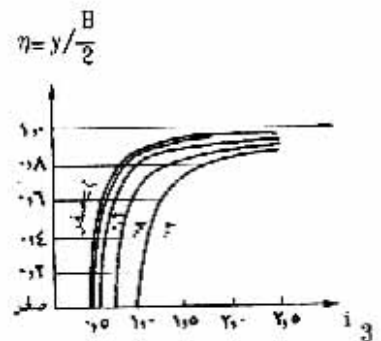
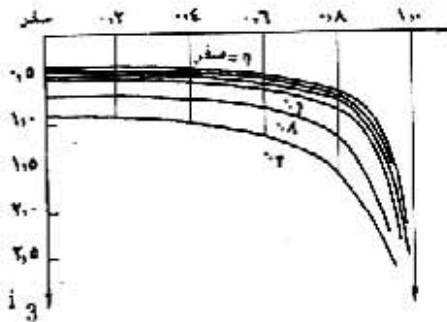
$i_3$  معامل يعتمد على  $(B/2, L/2, y, x)$ . كما هو مبين بالشكل رقم (٧٥-٣).

ويمكن استخدام ضغط التلامس المبين بالشكل رقم (٧٦-٣) بدلا من ضغط التلامس المحسوب من المعادلة السابقة رقم (٦٦-٣).



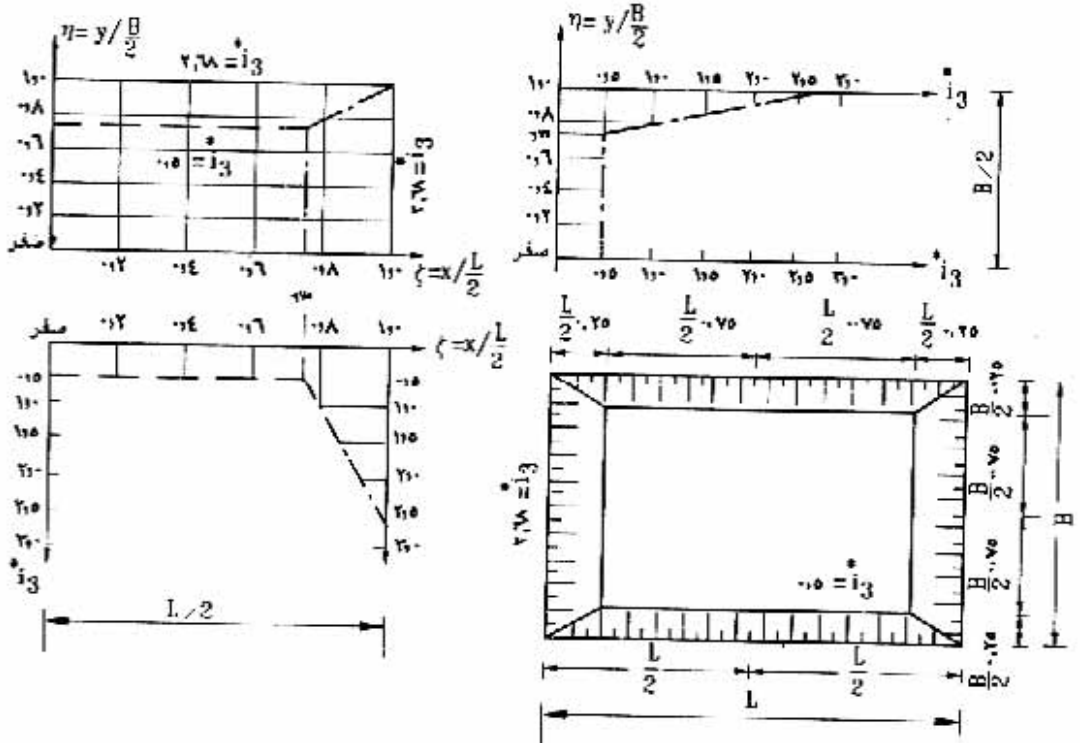
معامل  $i_3$

$\zeta$ \ $\eta$	صفر	٠.٢	٠.٤	٠.٦	٠.٨	٠.٩	١.٠
صفر	٠.٤٠٥	٠.٤٤٤	٠.٤٤٢	٠.٥٠٧	٠.٦٧٥	٠.٩٢٠	∞
٠.٢	٠.٤٤٤	٠.٤٢٢	٠.٤٥١	٠.٥١٧	٠.٦٨٩	٠.٩٤٩	∞
٠.٤	٠.٤٤٢	٠.٤٥١	٠.٤٨٢	٠.٥٥٢	٠.٧٢٧	١.٠١٤	∞
٠.٦	٠.٥٠٧	٠.٥١٧	٠.٥٥٢	٠.٦٢٢	٠.٨٤٤	١.١٦٢	∞
٠.٨	٠.٦٧٥	٠.٦٨٩	٠.٧٢٧	٠.٨٤٤	١.١٦٦	١.٥٥٠	∞
٠.٩	٠.٩٢٠	٠.٩٤٩	١.٠١٤	١.١٦٢	١.٥٥٠	٢.١٢٢	∞
١.٠	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞



شكل (٧٥-٣) توزيع تقريبي لضغط التلامس لأساس مستطيل جسي  
محمل تحميلا رأسيا مركزيا





شکل (۷۶-۳) توزیع تقریبی لضعط التماس لأساس مستطیل جسق  
محمل تحمیلأ رأسیا مرکزیأ

### Modulus of Subgrade Reaction طريقة معامل رد فعل تربة التأسيس ٤/٤/٥/٣ (أ) تمهيد ٤/٤/٥/٣

يمكن اعتبار هذه الطريقة حالة خاصة من طريقة معامل الانضغاط عندما يكون سمك الطبقة المعرضة للانضغاط صغير بالمقارنة بأبعاد الأساس (العرض أو الطول) . في هذه الحالة يفترض عدم حدوث هبوط بالتربة خارج حدود الأساس ويمكن تمثيل هذا الهبوط بهبوط زبرك حر كما هو مبين في شكل رقم (٣-٧٧).

عند حساب ضغط التلامس يعامل المنشأ والأساس استاتيكية كوحده واحده أو تعامل الأساسات فقط على أنها مرتكزة على مجموعة من الزنبركات الحرة (بعد معرفة الأحمال المؤثرة عليها من المنشأ)، وفي هذه الحالة تكون الحسابات أكثر سهولة.

### ٤/٤/٥/٣ (ب) الافتراضات

تتصرف تربة التأسيس كأنها زبرك مرن وفقا لنظرية "فنكلر" Winkler والتي تفترض وجود علاقة خطية بين ضغط التلامس والهبوط كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٧٧):

$$s = \frac{p}{k} \quad (٣-٧٧)$$

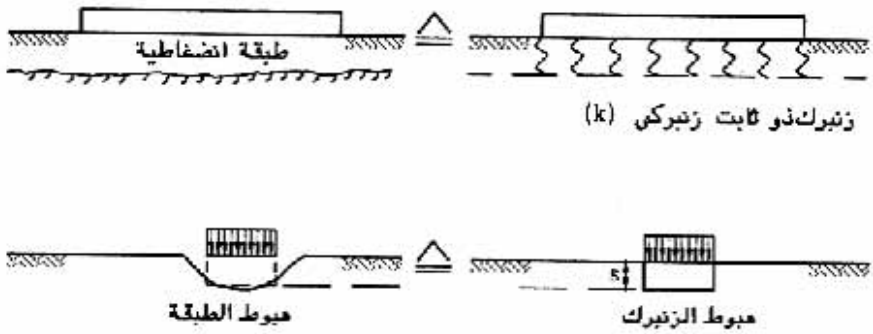
حيث:

(متر)	s الهبوط
(كيلو نيوتن/متر <sup>٢</sup> )	p ضغط التلامس
(كيلو نيوتن/متر <sup>٣</sup> )	k معامل رد فعل تربة التأسيس (ثابت الزبرك)

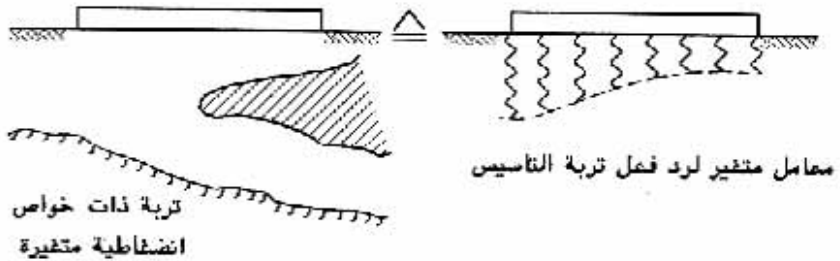
وهذا يعنى أن خواص التغيير في الشكل للتربة يعبر عنها فقط بالمعامل (k) .

من الافتراض السابق فإن ضغط التلامس عند أى نقطة في الأساس يتناسب مع الهبوط في تربة التأسيس عند هذه النقطة وفي اتجاه ضغوط التلامس. ويجب ملاحظة أنه من خلال هذا الفرض البسيط فإن هذه الطريقة تستخدم كثيرا ليس فقط لحساب ضغوط التلامس لأساسات اللبشة، بل أنها تستخدم لحساب ضغوط التلامس لبعض المنشآت الأخرى مثل الخوازيق المعرضة لأحمال أفقية.

في حالة اختلاف الخواص الانضغاطية للتربة تحت الأساس فيمكن حساب الهبوط باستخدام معامل متغير لرد فعل تربة التأسيس (تحت مساحة الأساس) كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٧٨)



شكل (٣-٧٧) مقارنة بين هبوط طبقة انضغاطية ذات عمق صغير و هبوط زنبركي



شكل (٣-٧٨) حساب الهبوط باستخدام معامل متغير لرد فعل تربة التأسيس

٣/٤/٤/٥ (ج) تعيين معامل رد الفعل لتربة التأسيس

يجب ملاحظة أن معامل رد فعل تربة التأسيس لا يعتمد فقط على الخواص الانضغاطية للتربة، بل يعتمد على أبعاد الأساس. وتعين الخواص الانضغاطية لتربة التأسيس من الاختبارات العملية والتجارب الحقلية أو من الخبرة العملية لأنواع مشابهة لتربة التأسيس. والبند (٣/٤/٣) (ب) يوضح بالتفصيل طرق حساب الخواص الانضغاطية للتربة.

يمكن تحديد معامل رد فعل تربة التأسيس عند معرفة الهبوط وأبعاد الأساس كما يلي:

(١) تربة غير منتظمة الخواص

في هذه الحالة (شكل رقم ٣-٧٩) يحسب الهبوط لحالة حمل متوسط موزع بانتظام على الأساس مساويا (p). ثم يحسب معامل رد الفعل المتغير لتربة التأسيس من العلاقة التالية:

$$k = \frac{p}{s} \quad (٣-٦٨)$$

حيث:

(كيلو نيوتن/م<sup>٣</sup>)

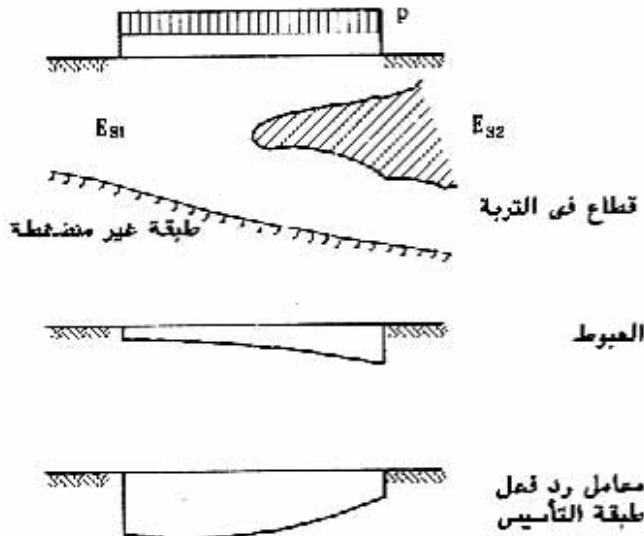
k معامل رد الفعل لتربة التأسيس

(متر)

s الهبوط المحسوب

(كيلو نيوتن / م<sup>٢</sup>)

p حمل موزع بانتظام على الأساس



شكل (٣-٧٩) معامل رد فعل طبقة التأسيس لتربة غير منتظمة الخواص

(٢) تربة منتظمة الخواص

في هذه الحالة (شكل رقم ٣-٨٠) يحسب رد فعل تربة التأسيس من واقع حساب الهبوط للنقطة المميزة للأساس، (بتد ٤/٤/٤/٣ (ب)) كما يلي:

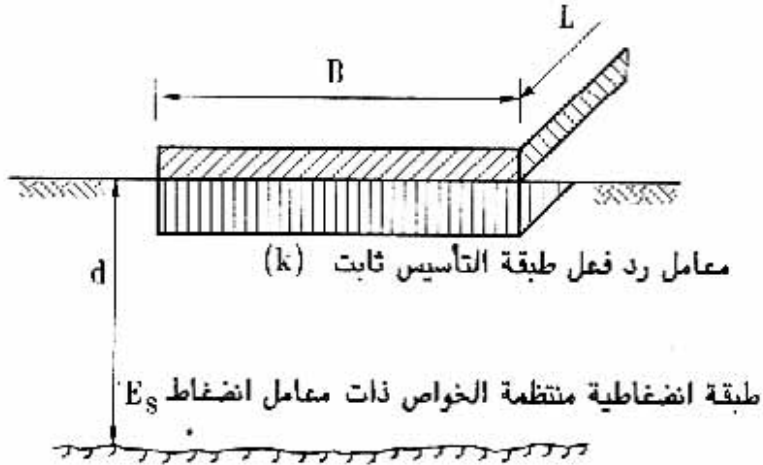
$$s = \frac{p \cdot B}{E_s} \cdot l \quad (٣-٦٩)$$

$$k = \frac{P}{s} = \frac{E_s}{B.l} \quad (٧٠-٣)$$

حيث:

معامل رد فعل تربة التأسيس	k
أصغر مقاس للأساس	B
معامل الانضغاط للطبقة المعرضة للانضغاط	$E_s$
معامل تأثير يتوقف على النسبتين (d/B, L/B) (أنظر جدول ٣-٢٢)	I
أكبر مقاس للأساس	L
سمك طبقة التأسيس المعرضة للانضغاط	d

في حالة عدم وجود قيم دقيقة لمعامل الانضغاط ( $E_s$ ) فيمكن استخدام القيم المعطاة سابقا في جدول (٣-١٩) وذلك لإجراء الحسابات الأولية فقط.



شكل (٣-٨٠) معامل رد فعل تربة التأسيس لتربة منتظمة الخواص

(D) جدول رقم (٣-٢٢) قيم معامل التأثير

L / B							$\frac{d}{B}$
٥٢	١٠	٥	٣	٢	١,٥	١	
٠,١٨٧٠	٠,١٨٧٠	٠,١٨٧٠	٠,١٨٦٥	٠,١٨٤٢	٠,١٨١٦	٠,١٧٦٤	٠,٢
٠,٣٣٥٤	٠,٣٣٥٤	٠,٣٣٤٠	٠,٣٢٨٨	٠,٣٢٠٣	٠,٣٠٧٢	٠,٢٨٩١	٠,٤
٠,٤٦١٨	٠,٤٦٠٤	٠,٤٥٤٥	٠,٤٤٠١	٠,٤٢١٣	٠,٣٩٩٧	٠,٣٧١١	٠,٦
٠,٥٧٣٣	٠,٥٦٩٦	٠,٥٥٦٣	٠,٥٣٠٧	٠,٥٠٢٣	٠,٤٧٣٧	٠,٤٤٣١	٠,٨
٠,٦٧٢٣	٠,٦٦٥٦	٠,٦٤٣٠	٠,٦٠٦٦	٠,٥٦٩٣	٠,٥٣٤٧	٠,٤٨٨١	١,٠
٠,٨٧٧٩	٠,٨٥٩٦	٠,٨٠٧٣	٠,٧٥٠٥	٠,٦٩٦٣	٠,٦٤٧٢	٠,٥٧٦٦	١,٥
١,٠٤٠٣	١,٠٠٤١	٠,٩٢٨٠	٠,٨٥٣٠	٠,٧٨٤٨	٠,٧٢٤٢	٠,٦٣٨١	٢,٠
١,٢٨٠٨	١,١٩٧١	١,٠٨٩٠	٠,٩٨٦٠	٠,٨٩٤٨	٠,٨١٩٢	٠,٧٠٣١	٣,٠
١,٤٥٥٣	١,٣٢٨١	١,١٩٤٠	١,٠٧١٠	٠,٩٥٧٣	٠,٨٧١٧	٠,٧٤٠٦	٤,٠
١,٥٩٢٣	١,٤٢٥١	١,٢٦٩٥	١,١٣٠٥	٠,٩٩٨٣	٠,٩٠٤٢	٠,٧٦٣١	٥,٠
١,٧٠٥٨	١,٥٠٠٦	١,٣٢٥٥	١,١٧٣٥	١,٠٢٦٨	٠,٩٢٦٧	٠,٧٧٩١	٦,٠
١,٨٨٨٨	١,٦٠٨٦	١,٤٠٤٥	١,٢٣٠٥	١,٠٦٤٨	٠,٩٥٤٧	٠,٨٠١١	٨,٠
٢,٠٣٤٨	١,٦٨٢٦	١,٤٤٨٥	١,٢٦٤٥	١,٠٩٠٨	٠,٩٧٠٧	٠,٨١٠١	١٠,٠
٢,٢٤٥٨	١,٧٨٦٦	١,٥٠٤٥	١,٢٩٣٥	١,١١١٨	٠,٩٧٨٧	٠,٨١٥١	١٤,٠
٢,٤٧٥٨	١,٨٩٢٦	١,٥٧٠٥	١,٣٢٣٥	١,١١٥٨	٠,٩٨٠٧	٠,٨١٥١	٢٠,٠

٤/٤/٥/٣ (د) حساب ضغط التلامس لأساس اللبشة

المبدأ الأساسي في الحساب هو تطابق الترخيم في الأساس مع هبوط تربة التأسيس. ويعبر عن العلاقة بين التغير في شكل أساس ذو سمك ثابت والأحمال الواقعة عليه بالمعادلة التفاضلية للألواح الرقيقة كما سبق بيانه بالمعادلة رقم (٣-٥٨) ويربط الهبوط (s) للطبقة المنضغطة بضغط التلامس الغير معلومة طبقا للمعادلة (٣-٦٧) ويمكن استنتاج المعادلة التالية من المعادلتين رقمي (٣-٥٨)، (٣-٦٧) (أنظر أيضا شكل رقم ٣-٦٩).

$$\frac{\partial^4 s}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 s}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 s}{\partial y^4} = \frac{1}{D} (q - k \cdot s) \quad (٣-٧١)$$

حيث:

s الهبوط عند أي نقطة من اللبشة احداثياتها (y,x) كما هو موضح بالشكل

رقم (٣-٦٩) (متر)

q الحمل على اللبشة عند نفس النقطة (كيلو نيوتن/متر<sup>٢</sup>)

k معامل رد فعل تربة التأسيس عند نفس النقطة وهو أما متغير يتوقف

على (y,x) أو ثابت على كامل مسطح اللبشة (كيلو نيوتن/متر<sup>٢</sup>)

D صلابة اللبشة للانحناء  $\frac{Eh^3}{12(1-\mu_r^2)}$  (كيلو نيوتن. متر)

E معامل المرونة لمادة اللبشة (كيلو نيوتن/متر<sup>٢</sup>)

h سمك اللبشة (مترا)

$\mu_r$  نسبة بواسون لمادة اللبشة

٤/٤/٥/٣ (هـ) حساب ضغط التلامس لأساس شريطي مستمر

يعبر عن العلاقة بين التغير في الشكل والتحميل لحالة الأساس الشريطي (شكل رقم ٣-٧٠) بالمعادلة رقم (٣-٦٠). ومن المعادلتين رقمي (٣-٦٠)، (٣-٦٧) نحصل على المعادلة التالية:

$$\frac{d^4 s}{dx^4} = \frac{1}{D'} (q - k \cdot s) \quad (٣-٧٢)$$

حيث:

s الهبوط عند أي نقطة للأساس احداثيتها (x) (متر)

- q الحمل العلوى على الأساس عند نفس النقطة (كيلو نيوتن/ متر<sup>٢</sup>)  
 k معامل رد فعل تربة التأسيس عند نفس النقطة وهو إما متغير  
 ويتوقف على (x) أو ثابت على امتداد الأساس التريطى (كيلو نيوتن/ متر<sup>٢</sup>)  
 D / صلابة الأساس للانحناء لوحدة العرض (Eh<sup>3</sup>/12) (كيلو نيوتن. متر)  
 h, E كما ذكر سابقا

من المبادئ الأساسية السابق ذكرها يتضح أن توزيع ضغط التلامس والهبوط يتحدد بمعادلة تفاضلية. ولا يوجد صوما حل رياضى محدد يمكن تطبيقه لأي حالة تحميل، أو لأي صلابة للأساس التريطى، أو لأي توزيع لمعامل رد فعل تربة التأسيس. وإنما توجد حلول محددة لبعض الحالات الخاصة التى يكون فيها معامل رد فعل التربة على طول الأساس ثابتا وكذلك صلابة انحناء الأساس. وتحل مشكلة ضغط التلامس من خلال طرق رقمية مختلفة تحقق المعادلات التفاضلية السابقة وكذلك الشروط الطرفية.

### ٣/٤/٥ (و) حساب ضغط التلامس لحالات خاصة

يبين هذا البند بعض الحلول لحالات خاصة مثل حالة الأساسات الجسيمة والمرتكزة على تربة ذات معامل رد فعل ثابت.

(١) حساب ضغوط التلامس لأساس لبشة جسي: تحسب ضغوط التلامس فى هذه الحالة المبينة بالشكل رقم (٣-٨١) من المعادلة التالية:

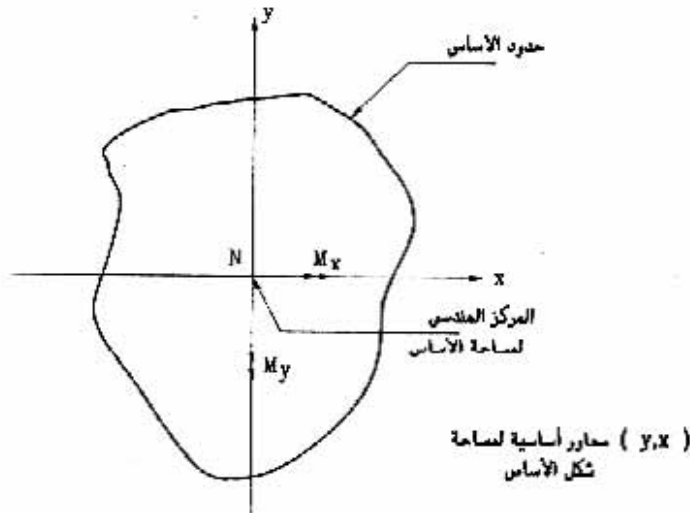
$$p = \frac{N}{A} + \frac{M_x \cdot y}{I_x} + \frac{M_y \cdot x}{I_y} \quad (٧٣-٣)$$

حيث:

- p ضغط التلامس عند أى نقطة احداثياتها (x,y) من المحاور الأساسية للقصور الذاتى لمساحة الأساس (كيلو نيوتن/ م<sup>٢</sup>)  
 N محصلة الأحمال الرأسية على الأساس المؤثرة عند مركز الشكل الهندسى للأساس (كيلو نيوتن)  
 M<sub>x</sub> محصلة العزوم الناتجة عن الأحمال على الأساس حول المحور (x) (كيلو نيوتن. متر)



- $M_y$  محصلة العزوم الناتجة عن الأحمال على الأساس حول المحور (y) (كيلو نيوتن. متر)  
 (م)  
 A مساحة الأساس  
 $I_x, I_y$  عزوم القصور الذاتي لمساحة الأساس حول المحاور الأساسية للقصور الذاتي (y,x)  
 (ع)  
 على الترتيب  
 ويمكن حساب هبوط مثل هذه الأساسات من المعادلة (٣-١٧). ويجب ملاحظة أن المعادلة  
 (٣-٧٣) معادلة مألوفة وتستخدم عادة لحساب ضغوط التلامس على أساس طريقة معامل رد فعل  
 تربة للتأسيس لحالة الأساسات للجسيمة، وأخذ معامل ثابت لرد فعل تربة للتأسيس.



شكل (٣-٨١) توزيع ضغط التلامس لأساس لبشة جسي  
 نتيجة لحالة تحميل عامة لمعامل رد فعل ثابت لتربة التأسيس

- (٢) حساب ضغوط التلامس لأساس شريطي جسي بعرض ثابت: تحسب ضغوط التلامس لهذه  
 الحالة المبينة بالشكل رقم (٣-٨٢) من المعادلة التالية:

$$p = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot x}{I} \quad (٣-٧٤)$$

حيث:

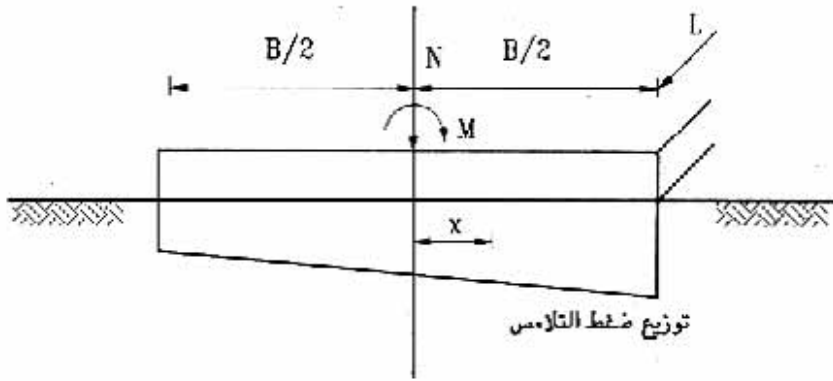
- p ضغط التلامس عند أي نقطة إحداثيها (x) من مركز الشكل الهندسي  
 للأساس  
 (كيلو نيوتن/متر<sup>٢</sup>)

$N$  محصلة الأحمال الرأسية على الأساس المؤثرة عند مركز الشكل الهندسي للأساس  
(كيلو نيوتن)

$M$  محصلة العزوم الناتجة من الأحمال على الأساس حول محور عند مركز ثقل الشكل الهندسي للأساس  
(كيلو نيوتن- متر)

$A$  مساحة الأساس الشريطي  $L \times B$   
(متر<sup>٢</sup>)

$I$  عزم القصور الذاتي لمساحة الأساس  $\frac{L \times B^3}{12}$   
(متر<sup>٤</sup>)



شكل (٣-٨٢) توزيع ضغط التلامس لأساس شريطي جسيء بعرض ثابت

ويجب ملاحظة أن توزيع ضغط التلامس بالمعادلات (٣-٧٣)، (٣-٧٤) يفترض أن ضغوط التلامس كلها ضغط على امتداد مسطح الأساس. وفي حالة تعرض الأساسات لمناطق شد تعاد الحسابات بتوزيع خطي لضغوط التلامس في مسطح الأساس المضغوط مع أخذ قواعد الاتزان في الاعتبار.

٥/٤/٥/٣ الطريقة المشتركة بين معامل الانضغاط ومعامل ره فعل تربة التأسيس

٥/٤/٥/٣ (أ) تمهيد

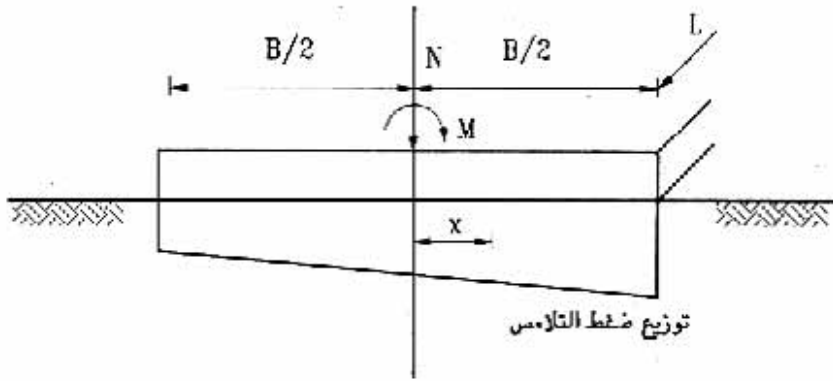
تتمثل الصعوبة في حساب ضغوط التلامس في عدم التأكد من تصرف تربة التأسيس بالنسبة لتوزيع الاجهادات داخل التربة. ويعتبر توزيع الاجهادات داخل التربة باعتبار أنها حيز نصف لانهائي مرن ومتشابه الخواص في جميع الاتجاهات حلا تقريبا. كما يعتبر أيضا تصرف تربة

$N$  محصلة الأحمال الرأسية على الأساس المؤثرة عند مركز الشكل الهندسي للأساس  
(كيلو نيوتن)

$M$  محصلة العزوم الناتجة من الأحمال على الأساس حول محور عند مركز ثقل الشكل الهندسي للأساس  
(كيلو نيوتن- متر)

$A$  مساحة الأساس الشريطي  $L \times B$   
(متر<sup>٢</sup>)

$I$  عزم القصور الذاتي لمساحة الأساس  $\frac{L \times B^3}{12}$   
(متر<sup>٤</sup>)



شكل (٣-٨٢) توزيع ضغط التلامس لأساس شريطي جسيء بعرض ثابت

ويجب ملاحظة أن توزيع ضغط التلامس بالمعادلات (٣-٧٣)، (٣-٧٤) يفترض أن ضغوط التلامس كلها ضغط على امتداد مسطح الأساس. وفي حالة تعرض الأساسات لمناطق شد تعاد الحسابات بتوزيع خطي لضغوط التلامس في مسطح الأساس المضغوط مع أخذ قواعد الاتزان في الاعتبار.

٥/٤/٥/٣ الطريقة المشتركة بين معامل الانضغاط ومعامل ره فعل تربة التأسيس

٥/٤/٥/٣ (أ) تمهيد

تتمثل الصعوبة في حساب ضغوط التلامس في عدم التأكد من تصرف تربة التأسيس بالنسبة لتوزيع الاجهادات داخل التربة. ويعتبر توزيع الاجهادات داخل التربة باعتبار أنها حيز نصف لانهائي مرن ومتشابه الخواص في جميع الاتجاهات حلا تقريبا. كما يعتبر أيضا تصرف تربة

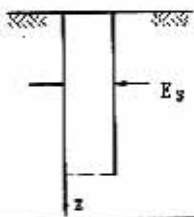
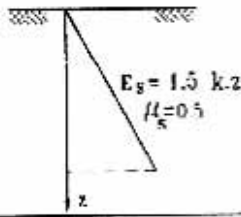
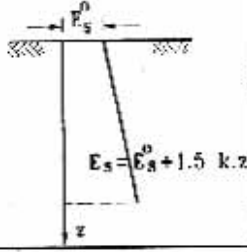
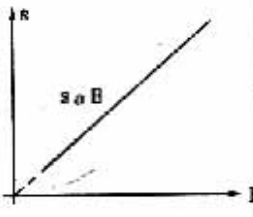
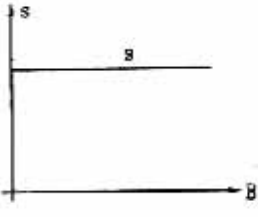
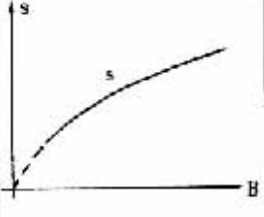
التأسيس في التغير في الشكل تقريبا وفقا لطريقتي معامل الانضغاط أو معامل رد فعل تربة التأسيس، ولكل من الطريقتين عيوبهما. ومن دراسة الملاحظات التالية بالنسبة لكلا الطريقتين يتضح أن النموذج الذي يجمع تصرف تربة التأسيس وفقا لطريقتي معامل الانضغاط ومعامل رد فعل تربة التأسيس قد يكون أكثر ملائمة في حسابات ضغوط التلامس.

(١) طبقا لطريقة معامل الانضغاط فإن معامل الانضغاط يكون ثابت مع العمق بينما طبقا لطريقة معامل رد فعل تربة التأسيس فإن قيمة معامل الانضغاط تكون صفرا عند السطح وتترايد بعلاقة خطية مع العمق. ويمكن أن يكون التصرف الحقيقي لتربة التأسيس يجمع بين كلا من الطريقتين كما هو مبين في الشكل رقم (٣-٨٣).

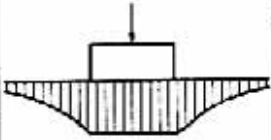
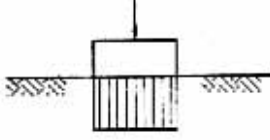
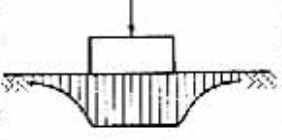
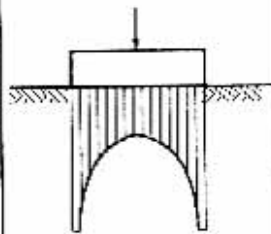
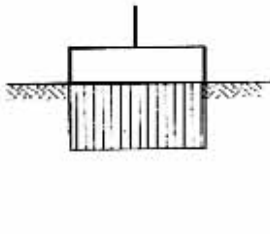
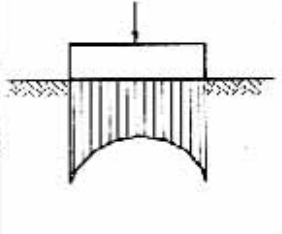
(٢) طبقا لطريقة معامل الانضغاط فإن هبوط الأساس لإجهاد تلامس ثابت يكون دالة خطية مع عرض الأساس. بينما طبقا لطريقة معامل رد فعل تربة التأسيس فإن هبوط الأساس لا يعتمد على عرض الأساس. وتبين نتائج رصد الهبوط الحقلية أن هذه العلاقة غير خطية كما هو مبين في الشكل رقم (٣-٨٣).

(٣) طبقا لطريقة معامل الانضغاط فإن الهبوط نتيجة لتحميل أساس جسي يمتد إلى مسافات كبيرة على جانبي الأساس. بينما طبقا لطريقة معامل رد فعل تربة التأسيس فإن هبوط الأساس لا يمتد على الإطلاق وتبين قراءات رصد الهبوط أن الهبوط يمتد على جانبي أساس محمل ولكن لمسافات ليست كبيرة (شكل ٣-٨٤).

(٤) طبقا لطريقة معامل الانضغاط فإن قيم ضغوط التلامس لأساس جسي محمل بحمل رأسي مركزي تكون كبيرة عند الجوانب وصغيرة عند المنتصف. بينما تكون ضغوط التلامس بقيمة ثابتة طبقا لطريقة معامل رد فعل تربة التأسيس. وتبين قياسات ضغوط التلامس أسفل أساسات جسيئة أن توزيع ضغط التلامس يقع بين التوزيعين المحسوبين بهاتين الطريقتين كما هو مبين بالشكل رقم (٣-٨٤)

	طريقة معامل الانضغاط	طريقة معامل رد فعل طبقة التأسيس	طريقة النموذج المشترك
توزيع معامل الانضغاط مع العمق			
العلاقة بين هبوط وعرض الأساس لإيجاد حسابي ثابت			

شكل ( ٣-٨٣ ) توزيع معامل الإنضغاط والعلاقة بين هبوط الأساس وعرضه

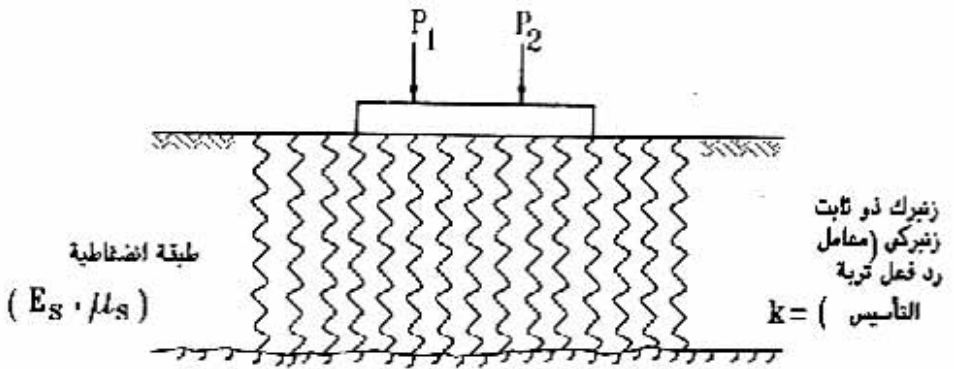
	طريقة معامل الانضغاط	طريقة معامل رد فعل طبقة التأسيس	طريقة النموذج المشترك
الهبوط			
توزيع ضغط التلامس أسفل أساس جسي			

شكل ( ٣-٨٤ ) توزيع الهبوط وضغط التلامس لأساس جسي محمل مركزيا

ومن النقاط السابقة يمكن استنتاج الطريقة المشتركة لمعامل الانضغاط ومعامل رد فعل تربة التأسيس.

٥/٤/٥/٣ (ب) الافتراضات

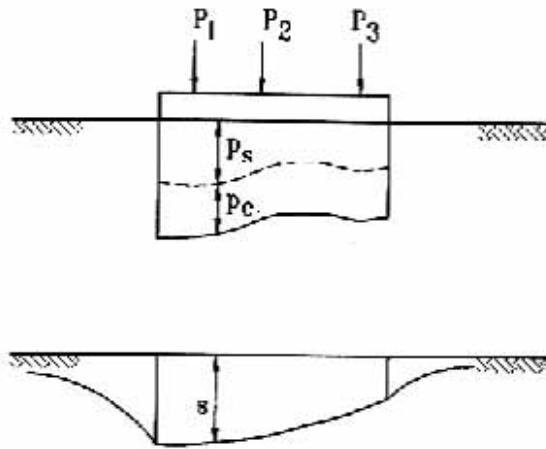
(١) اعتبار تصرف تربة التأسيس على أنها مادة مرنة متشابهة الخواص في جميع الاتجاهات (كما في طريقة معامل الانضغاط) ومزودة بزنبركات (كما في طريقة معامل رد فعل تربة التأسيس) طبقا لما هو مبين بالشكل رقم (٣-٨٥).



شكل (٣-٨٥) نموذج لسلوك تربة التأسيس طبقا للطريقة المشتركة

(٢) اعتبار أن ضغوط التلامس ( $p$ ) تتكون من جزئين، الجزء الأول ( $p_s$ ) ويفترض أنه محمولا من خلال الطبقة القابلة للانضغاط (هذا الجزء  $p_s$  يسبب الهبوط النهائي وفقا لطريقة معامل الانضغاط). والجزء الثاني ( $p_c$ ) يفترض أنه محمولا من خلال زنبركات (مسببا لنفس الهبوط وفقا لطريقة معامل رد فعل تربة التأسيس) كما هو مبين في شكل رقم (٣-٨٦).

(٣) تسرى أيضا جميع الفروض المذكورة في طريقة معامل الانضغاط أو طريقة معامل رد فعل تربة التأسيس.



شكل (٣-٨٦) منحني الهبوط وتوزيع ضغط التلامس طبقا للطريقة المشتركة

٥/٤/٥/٣ (ج) تعيين معامل انضغاط التربة ( $E_s$ ) ومعامل رد فعل تربة التأسيس ( $k$ ) يمكن تعيين معامل انضغاط التربة ( $E_s$ ) ومعامل رد فعل تربة التأسيس ( $k$ ) لأساس معلوم الأبعاد وبمعلومية خواص انضغاط تربة التأسيس (التي تم شرحها بالتفصيل في الفصل الخاص بحسابات الهبوط) كما يلي:-

في حالة أساس جسي كما هو مبين في شكل رقم (٣-٨٧) ومن البيانات التالية:

$P_m$	متوسط ضغط التلامس الكلي	(كيلو نيوتن/ متر <sup>٢</sup> )
$P_{sm}$	متوسط ضغط التلامس المحمول من خلال الطبقة القابلة للانضغاط	(كيلو نيوتن/ متر <sup>٢</sup> )
$P_{cm}$	متوسط ضغط التلامس المحمول خلال الزنبركات	(كيلو نيوتن/ متر <sup>٢</sup> )
$B$	عرض الأساس	(متر)
$L$	طول الأساس	(متر)
$s$	هبوط الأساس	(متر)
$E_s$	معامل الانضغاط المطلوب وفقا للطريقة المشتركة	(كيلو نيوتن/ متر <sup>٢</sup> )
$k$	معامل رد فعل تربة التأسيس المطلوب طبقا للطريقة المشتركة	(كيلو نيوتن/ متر <sup>٣</sup> )
$I$	معامل تأثير لحساب هبوط اساسات جسيمة وفقا لطريقة معامل الانضغاط يتوقف على علاقة	
	( $d/B$ , $L/B$ ) كما هو موضح بالجدول رقم (٣-٢٠) .	
$d$	سمك الطبقة القابلة للانضغاط	(متر)

ومن المعادلة (٣-٦٩) الخاصة بحساب الهبوط نجد أن:-

$$s = \frac{P_{sm} \cdot B \cdot I}{E_s} = \frac{P_{cm}}{k} \quad (٧٥-٣)$$

ويمكن كتابة هذه المعادلة على الصورة التالية:

$$P_{cm} = k \cdot s, \quad P_{sm} = \frac{E_s \cdot s}{B \cdot I}$$

وحيث أن

$$P_m = P_{sm} + P_{cm} = s \left( \frac{E_s}{B \cdot I} + k \right)$$

فإنه يمكن حساب هبوط الأساسات من المعادلة التالية:

$$s = \frac{P_m \cdot B \cdot I}{E_s + k \cdot B \cdot I} \quad (٧٦-٣)$$

وتعطي المعادلة الأخيرة هبوط الأساسات الجسينة طبقا للطريقة المشتركة لمعامل انضغاط التربة ومعامل رد فعل تربة التأسيس.

وللحالات الخاصة بحساب الهبوط كمايلي:-

(١) في حالة  $E_s = \text{صفر}$  (طريقة معامل رد فعل التربة)

$$s = \frac{P_m}{k} \quad (٧٧-٣)$$

(٢) في حالة  $k = \text{صفر}$  (طريقة معامل الانضغاط)

$$s = \frac{P_m \cdot B}{E_s} \cdot I \quad (٧٨-٣)$$

ولحساب قيم  $(E_s)$  ،  $(k)$  لأساس معلوم عرضه  $(B)$  ولخواص تربة معلومة تجرى حسابات الهبوط (طبقا للبند ٤/٣) لأساس بعرض  $(B/4)$ ، ولأساس بعرض  $(3B/4)$  ولضغط تلامس متوسط للأساس  $(P_m)$ . وتعين القيم المطلوبة لكل من  $(E_s)$ ،  $(k)$  باستخدام المعادلة رقم (٣-٧٦) وبوضع  $s_1 = s$  في حالة أساس عرضه  $(B/4)$  و  $s_2 = s$  في حالة أساس عرضه  $(3B/4)$ .



٥/٤/٥/٣ (د) حساب ضغط التلامس لأساس الليشة

المبدأ الأساسي في الحساب هو التطابق بين ترخيم الأساس وهبوط تربة التأسيس. تطبق المعادلة التفاضلية (٥٨-٣) حيث أنها المعادلة التفاضلية العامة الخاصة بالألواح القابضة السمك. ويعين هبوط تربة التأسيس باستخدام المعادلة (٥٩-٣) ولكن للجزء من ضغط التلامس المحمول من خلال الطبقة الانضغاطية كما يلي:

$$s = \frac{1 + \mu_s}{2\pi E_s} \int \int A \cdot p_c \cdot dx \cdot dy \quad (٧٩-٣)$$

ومن المعادلة الآتية:

$$p = p_s + p_c \quad , p_c = k \cdot s \quad (٨٠-٣)$$

فإن ضغط التلامس يصبح:

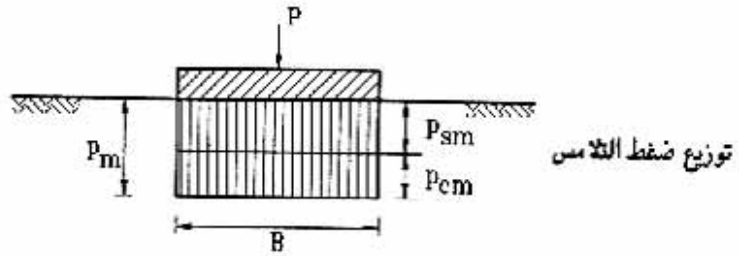
$$p = p_s + \frac{k(1 + \mu_s)}{2\pi E_s} \int \int A \cdot p_s \cdot dx \cdot dy \quad (٨١-٣)$$

ومن المعلوم أن المعادلات (٥٨-٣)، (٧٩-٣)، (٨١-٣) هي المعادلات التفاضلية والتكاملية التي تحكم تعيين ضغوط التلامس. ولا يوجد حل رياضي محدد عام يمكن تطبيقه مع المتغيرات المعطاة لتحديد ضغوط التلامس.

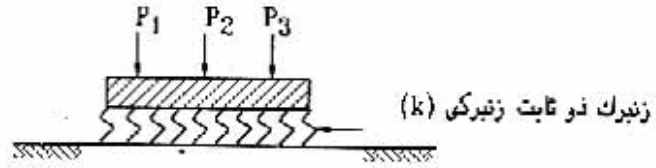
ويمكن حل موضوع ضغط التلامس وفقا للطريقة المشتركة من خلال الطرق الرياضية الرقمية كما ذكر في الطرق الأخرى.

٥/٤/٥/٣ (هـ) حساب ضغط التلامس لأساس شريطي مستمر

تطبق نفس المبادئ السابق ذكرها لحالة أساس الليشة في حساب ضغوط التلامس للأساس الشريطي. ولكن يجب استخدام المعادلة (٦٠-٣) بدلا من المعادلة (٥٨-٣). ويجب ملاحظة أنه يمكن استخدام بعض النماذج الأخرى التي تحدد تصرف التربة طبقا للطريقة المشتركة لمعامل الانضغاط ومعامل رد فعل تربة التأسيس. ومن أمثلة هذه النماذج النموذج الذي يتكون من زنبركات ترتكز على طبقة قابلة للانضغاط كما هو موضح في شكل رقم (٨٨-٣).



شكل (٣-٨٧) المتوسط الحسابي لضغط التلامس والهبوط لأساس جسي



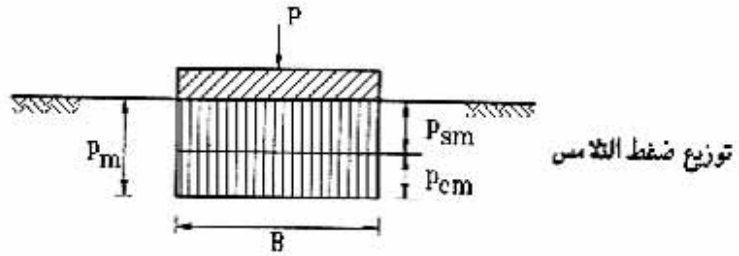
طبقة انضغاطية  
( $E_s, \mu_s$ )

شكل (٣-٨٨) نموذج يتكون من زنبركات تركز على طبقة انضغاطية

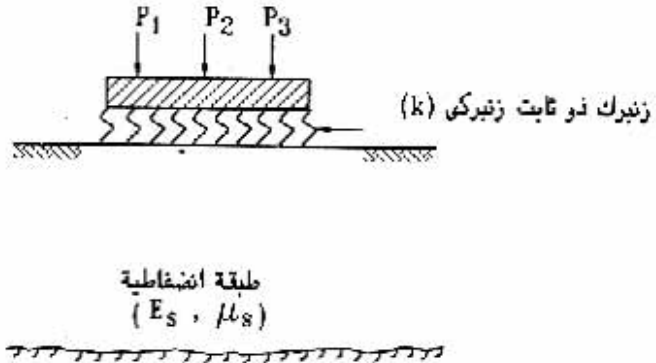
٦/٤/٥/٣ الطريقة المبسطة التقريبية

٦/٤/٥/٣ (أ) تمهيد

يمكن اعتبار أساسات اللبشة والأساسات الشريطية على أنها إما أساسات مرنة أو متوسطة الجساءة وعليه فإنه بحساب ضغوط التلامس طبقاً لطريقة معامل رد الفعل لتربة الأساس تميل ضغوط التلامس إلى أن تكون مركزة أسفل الأحمال المؤثرة على الأساسات، وتعتمد الطريقة المبسطة لحساب ضغوط التلامس على هذه الخاصية. وقد أثبتت هذه الطريقة إمكانية استخدامها من خلال الخبرات العملية ومن خلال النص عليها في بعض المواصفات العالمية.



شكل (٣-٨٧) المتوسط الحسابي لضغط التلامس والهبوط لأساس جسي



شكل (٣-٨٨) نموذج يتكون من زنبركات تركز على طبقة انضغاطية

٦/٤/٥/٣ الطريقة المبسطة التقريبية

٦/٤/٥/٣ (أ) تمهيد

يمكن اعتبار أساسات اللبشة والأساسات الشريطية على أنها إما أساسات مرنة أو متوسطة الجساءة وعليه فإنه بحساب ضغوط التلامس طبقاً لطريقة معامل رد الفعل لتربة الأساس تميل ضغوط التلامس إلى أن تكون مركزة أسفل الأحمال المؤثرة على الأساسات، وتعتمد الطريقة المبسطة لحساب ضغوط التلامس على هذه الخاصية. وقد أثبتت هذه الطريقة إمكانية استخدامها من خلال الخبرات العملية ومن خلال النص عليها في بعض المواصفات العالمية.

### ٦/٤/٥/٣ (ب) الافتراضات

هذه الطريقة يمكن استخدامها إذا كانت التربة أسفل الأساسات تتكون من طبقة واحدة أو من عدة طبقات محددة أفقياً وذات خواص منتظمة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٦٥) ويجب مراعاة قواعد الاتزان بين الأحمال المؤثرة على الأساسات والقوى الناتجة عن ضغوط التلامس.

### ٦/٤/٥/٣ (ج) حساب ضغط التلامس

يمكن توزيع ضغوط التلامس بشكل منتظم أسفل كل عمود طبقاً للحمل الواقع عليه والمساحة التي تخصه من الأساسات كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٨٩-١) .  
وفي حالة تباعد المسافات بين الأعمدة وعندما تسمح الاجهادات المسموح بها على التربة يمكن توزيع ضغط التلامس أسفل الأعمدة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٨٩-ب) وذلك بتركيز ضغوط التلامس أسفل الأعمدة بأكثر منها في باقى المساحة وتتوقف قيم  $p_1, p_2$  على قيم الاجهادات المسموح بها على التربة والمسافات بين الأعمدة والجساءة النسبية بين التربة واللبشة.

### ٦/٣ حماية الأساسات الضحلة

#### ١/٦/٣ مقدمة

يجب أخذ الاحتياطات الضرورية لحماية الأساسات من التأثيرات الضارة للأملاح وبعض المواد الكيميائية التي قد توجد في المياه الجوفية أو التربة. وعند القيام باستكشاف الموقع يجب تحليل عينات من التربة أو المياه الجوفية أو كليهما تحليلًا كيميائيًا.

#### ٢/٦/٣ حماية الأساسات من تأثير الكيماويات

تعتبر الكبريتات التي توجد بالتربة والمياه الجوفية وكذلك الأحماض الموجودة في التربة العضوية من أكثر الكيماويات الضارة بخرسانة الأساسات.

وكقاعدة عامة فإن الأساسات يمكن أن تقاوم التأثير الضار لهذه الكيماويات في حالة ما إذا كانت الخرسانة المستخدمة في الأساسات عالية الكثافة، ذات محتوى اسمنتي غنى، ومع زيادة سمك الغطاء الخرساني لحديد التسليح، ويوضح الجدول رقم (١-٣٠) في الجزء الأول الخاص بدراسة المواقع التوصيات والاحتياطات الواجب مراعاتها في تصميم الخلطات الخرسانية المسلحة للأساسات لمقاومة الكبريتات.

### ٦/٤/٥/٣ (ب) الافتراضات

هذه الطريقة يمكن استخدامها إذا كانت التربة أسفل الأساسات تتكون من طبقة واحدة أو من عدة طبقات محددة أفقياً وذات خواص منتظمة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٦٥) ويجب مراعاة قواعد الاتزان بين الأحمال المؤثرة على الأساسات والقوى الناتجة عن ضغوط التلامس.

### ٦/٤/٥/٣ (ج) حساب ضغط التلامس

يمكن توزيع ضغوط التلامس بشكل منتظم أسفل كل عمود طبقاً للحمل الواقع عليه والمساحة التي تخصه من الأساسات كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٨٩-١) .  
وفي حالة تباعد المسافات بين الأعمدة وعندما تسمح الاجهادات المسموح بها على التربة يمكن توزيع ضغط التلامس أسفل الأعمدة كما هو موضح بالشكل رقم (٣-٨٩-ب) وذلك بتركيز ضغوط التلامس أسفل الأعمدة بأكثر منها في باقى المساحة وتتوقف قيم  $p_1, p_2$  على قيم الاجهادات المسموح بها على التربة والمسافات بين الأعمدة والجماءة النسبية بين التربة واللبشة.

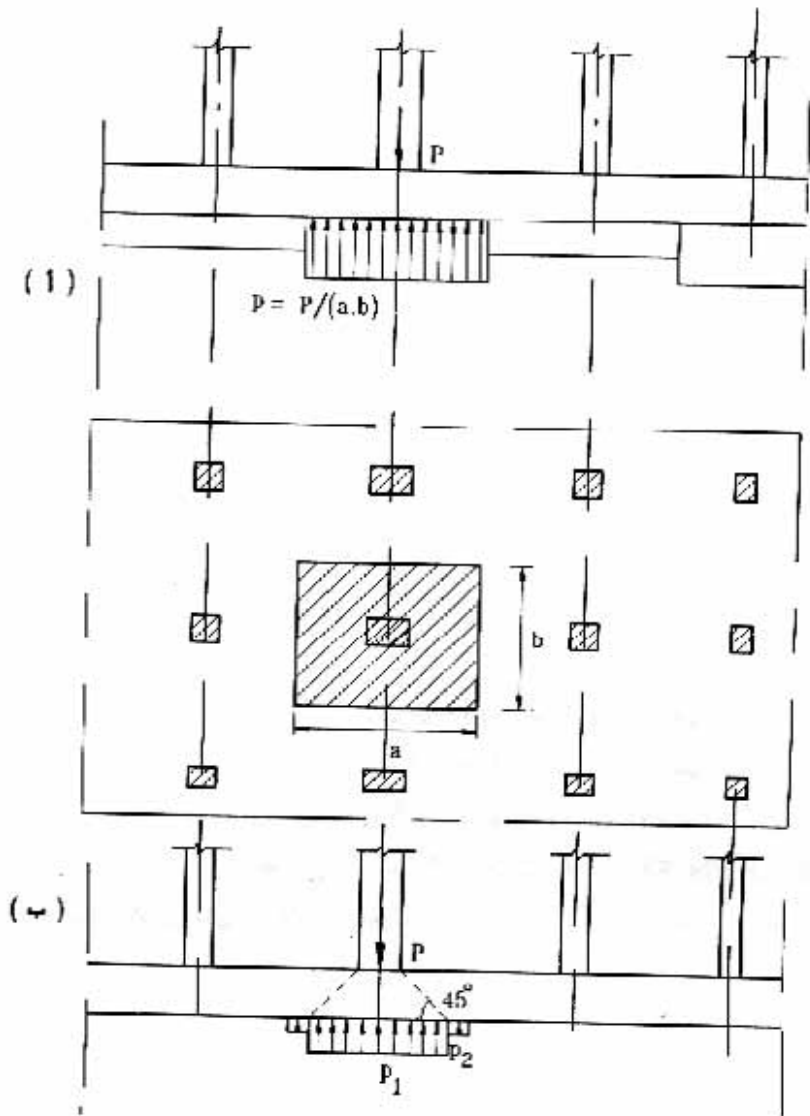
### ٦/٣ حماية الأساسات الضحلة

#### ١/٦/٣ مقدمة

يجب أخذ الاحتياطات الضرورية لحماية الأساسات من التأثيرات الضارة للأملاح وبعض المواد الكيميائية التي قد توجد في المياه الجوفية أو التربة. وعند القيام باستكشاف الموقع يجب تحليل عينات من التربة أو المياه الجوفية أو كليهما تحليلًا كيميائيًا.

#### ٢/٦/٣ حماية الأساسات من تأثير الكيماويات

تعتبر الكبريتات التي توجد بالتربة والمياه الجوفية وكذلك الأحماض الموجودة في التربة العضوية من أكثر الكيماويات الضارة بخرسانة الأساسات.  
وكقاعدة عامة فإن الأساسات يمكن أن تقاوم التأثير الضار لهذه الكيماويات في حالة ما إذا كانت الخرسانة المستخدمة في الأساسات عالية الكثافة، ذات محتوى اسمنتي غنى، ومع زيادة سمك الغطاء الخرساني لحديد التسليح، ويوضح الجدول رقم (١-٣٠) في الجزء الأول الخاص بدراسة المواقع التوصيات والاحتياطات الواجب مراعاتها في تصميم الخلطات الخرسانية المسلحة للأساسات لمقاومة الكبريتات.



شكل رقم (٣-٨٩) توزيع ضغوط التلامس بالطريقة المبسطة

ولإستخدام هذا الجدول يجب الأخذ في الاعتبار النقاط التالية:

١ - التوصيات المذكورة بالجدول تشترط أن يكون الأس الهيدروجيني (pH) للمياه الجوفية بين ٩,٠٦ والا تكون التربة أو المياه الجوفية ملوثة بكبريتات غير طبيعية مثل أملاح الأمونيوم على سبيل المثال.

٢- لا يوصى باستخدام الخرسانات المجهزة من الأسمنت البورتلاندى العادى فى الحالات الحامضية ( $pH > 6$ ) . ويمكن الحصول على خرسانة مقاومة للأحماض ذات التركيز الضعيف بزيادة كثافة الخرسانة وتقليل نفاذيتها إلا انه يصعب الحصول على خرسانة ذات مقاومة مناسبة للأحماض عالية التركيز. وتعتبر مقاومة الأسمنت السوبر سلفات للأحماض ضعيفة التركيز أحسن من الأسمنت البورتلاندى العادى الا أنه يجب الأخذ فى الاعتبار الحدود المقترحة من الجهة المصنعة لهذا النوع من الأسمنت.

٣- عند وجود قطاعات خرسانية رفيعة أو قطاعات معرضة لضغط هيدروستاتيكي على جانب واحد فقط، أو قطاعات مغمورة جزئيا فانه يجب تخفيض نسبة مياه الخلط إلى الأسمنت أو زيادة كمية الأسمنت.

٤- على الرغم من أن أملاح الكلوريدات ليس لها تأثيرا ضارا مباشرا على الخرسانة مهما كان تركيزها إلا ان احتراق أملاح الكلوريدات للغطاء الخرساني يساعد على صدأ حديد التسليح. ولذلك يجب التأكيد على أهمية أن تكون الخرسانة كثيفة وسمك الغطاء الخرساني من ٥ الى ٧ سنتيمترات وذلك فى حالة زيادة كمية الكلوريدات عن ٣٠٠٠ جزء فى المليون مع استخدام غطاء عازل مثل الاسفلت أو البيتومين أو تغليف الأساس بمادة غير منفذة للمياه.

### ٣/٦/٣ عزل الأساسات

عزل الأساسات يعتبر من التفاصيل الهامة لعناصر الأساسات حيث أنه يوفر الحماية لخرسانة الأساسات من التعرض للمياه الجوفية الموجودة أو مياه الرشع عند التشغيل. ويكون للعزل أهمية خاصة بالنسبة للمنشآت المحقوية على فراغات تحت مستوى سطح الأرض كالجراجات تحت الأرض . فى هذه الحالة تكون مهمة العزل منع تسرب المياه الجوفية من الشقوق المحتملة فى الخرسانة إلى داخل الفراغات الأرضية. ويتم عمل العزل حسب الغرض المراد منه. فتستخدم الدهانات البيتومينية لحماية أجزاء الأساسات المعرضة للمياه الجوفية فى حين تستخدم الرقائق العازلة بالإضافة للدهانات لمنع تسرب المياه إلى الفراغات تحت الأرضية. وفى كل الحالات

يجب أن يتم العزل حسب الأصول الفنية وتحت إشراف هندسى ذو خبرة. ويمكن الرجوع إلى مواصفات بنود أعمال عزل الأساسات لسنة ١٩٩٤.

### ٧/٣ بعض أسباب فشل الأساسات الضحلة

كثيراً ما يرجع السبب فى حدوث التصدعات أو انهيار المنشآت إلى تصدع أو فشل failure الأساسات. وفيما يلى بعض الأسباب التى تؤدى إلى فشل الأساسات الضحلة والواجب أخذها فى الإعتبار لضرورة تلافيها:

- ١- عدم القيام بدراسة الموقع أو إجراء استكشاف غير سليم للموقع من حيث عدد الجسات وأعماقها ونوع التثبيت المستخدم.
- ٢- التوصيف الخاطئ للتربة .
- ٣- عدم الدقة فى تحديد خواص التربة.
- ٤- التغيير فى خواص التربة ومنسوب المياه الأرضية.
- ٥- عدم إجراء تحليل كيميائى للتربة والمياه الأرضية.
- ٦- الحفر لعمق يزيد عن أعماق اساسات المنشآت المجاورة بدون عمل الدراسات والاحتياطات اللازمة.
- ٧- استخدام طريقة غير مناسبة لنزح المياه الأرضية.
- ٨- وجود مصدر لاهتزازات زائدة.
- ٩- عدم اتزان القوى الأفقية.
- ١٠- ضغط التحميل الزائد على التربة.
- ١١- الهبوط المتفاوت الزائد.
- ١٢- استخدام أنواع غير مناسبة من الأساسات.
- ١٣- تأسيس الأجزاء المختلفة لنفس المنشأ على طبقات مختلفة من التربة.
- ١٤- النحر .
- ١٥- انتفاش التربة عند انخفاض الحرارة إلى درجة التجمد.
- ١٦- وجود جنور الأشجار أو النباتات بالقرب من الأساسات.
- ١٧- التأسيس بطريقة غير مناسبة على تربة انهيارية (collapsible) أو تربة انتفاشية (expansive) .



المصطلح بالإنجليزية	التعريب	التعريب
	بالجزء العاشر	بالجزء الثالث
1. Bearing Wall	—	حوائط حاملة
2. Centroid	—	المركز الهندسى
3. Contact Pressure	ضغط التماس	ضغط التلامس
4. Distortion angle	—	زاوية الدوران
5. Eccentricity	--	ترحيل - لا مركزية
6. Eccentric Load	--	حمل غير مركزى - لامركزية
7. Emperical	—	تجريبية
8. Flexible Foundation	--	أساسات مرنة
9. Frames	--	إطارات
10. Ground water	المياه الأرضية	المياه الجوفية
11. Immediate Settlement	--	هبوط فوري
12. Non-homogenous	--	غير متجانسة
13. Pressuremeter	--	مقياس الضغط
14. Rigid	جاسىء	جسىء
15. Rock Quality Designation	--	معامل جودة الصخر
16. Skeleton Structures	--	مبانى هيكلية
17. Slope	منحدر	إنحدار
18. Worst Loading Condition	--	أسوأ حالات التحميل