

المهندس الاستشاري
عماد درويش

شَدَادَات التَّربة

عناصر الإنشاء الأرضية / الأنكورات

Ground anchors

2023



شهادات التربة

عناصر الإرساء الأرضية / الأنكورز /

المهندس الاستشاري
عماد درويش

2023

هذا الكتاب

يتناول هذا الكتاب أهم المعلومات التي يحتاجها المهندس الإنشائي في مجال تصميم وتنفيذ شدادات أو مسامير التربة (الأنكورز Anchors) من الناحيتين النظرية والتطبيقية.

المهندس الاستشاري
عماد يونس درويش
دمشق 2020

الفصل الأول...

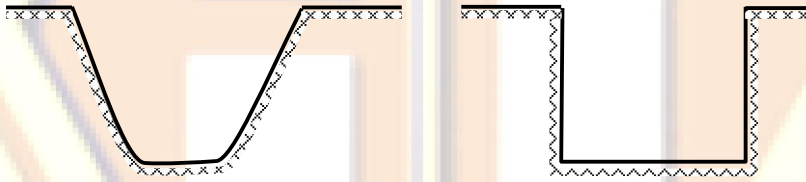
أنظمة تثبيت التربة Systems of Soil Stabilization

1.1 تثبيت جوانب الحفريات:

Stabilizing sides of excavation

1.1.1 مقدمة: Introduction

في كافة المشروعات الهندسية تكون جوانب الحفريات إما مائلة أو شاقولية كما في الشكل (1.1).



الشكل (1.1)

ولعل أهم ما يجب دراسته والتأكد منه قبل المباشرة في تنفيذ أي مشروع، هو التحقق من استقرار وثبات جوانب الحفريات طيلة فترة التنفيذ. هناك الكثير من الحالات التي تبقى فيها هذه الجوانب مستقرة بشكل طبيعي دون الحاجة لأي نوع من أنواع التدعيم، ولكن ذلك يرتبط بمتغيرات عديدة من أهمها عمق الحفريات وميول جوانبها، وقساوة التربة وتماسكها ومدى تأثرها بالمياه، وشكل وأبعاد موشور الانهيار فيها. من ناحية أخرى تتطلب العديد من الحفريات استخدام نظام مدروس لتثبيت الجوانب. ونجد هذه الضرورة في حالات التربة الضعيفة والحفريات ذات الجوانب الشاقولية أو الميول الحادة أو عند وجود مياه جوفية أو وجود منشآت قائمة تتوضع على حافة الحفريات أو ما شابه ذلك. وتبين مجموعة الصور الفوتوغرافية في الصور الموضحة في الشكلين (2.1) و (3.1) بعض نماذج الحفريات المخصصة لإقامة المنشآت المختلفة.



الشكل (2.1)



الشكل (3.1)

عندما تتطلب جوانب الحفریات تدعيماً خاصاً للحفاظ على ثباتها واستقرارها، تقع على عاتق المهندس الإنشائي المصمم مسؤولية اختيار نظام التدعيم، والذي يجب أن يرتبط باقتصادية الكلفة بعد أن يحقق الأمان المطلوب. إن أنظمة تدعيم جوانب الحفریات كثيرة جداً، إلا أن أكثرها انتشاراً الجدران الاستنادية. بالإضافة إلى الشدادات من النوعين (الأنكورات والنيلز)، والتي يسميها البعض أحياناً (مسامير التربة) (soil nails and ground anchors) وكذلك الصفائح الوتدية (sheet pile)، والجدران الوتدية (secant pile walls).
توجز الفقرة (2.1) أدناه الفروق بين هذه النظم:

2.1.1 تعريف استقرار التربة: Definition of soil stabilization

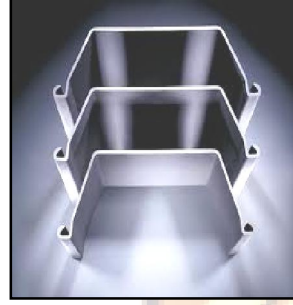
يقصد بتعبير استقرار التربة، قابليتها للثبات والتوازن تحت تأثير وزنها الذاتي أو تحت تأثير الحمولات المتأتية من مصادر مختلفة والتي تطبق عليها أثناء فترة التنفيذ أو أثناء فترة استثمار المنشأ. والمتولدة عن المنشآت الهندسية عموماً، دون حدوث تشوهات معيبة فيها، تؤثر على المنشآت المذكورة. تبني دراسة تثبيت أو استقرار التربة على ما يلي:

- دراسة أبعاد الحفرية والجوانب من حيث العمق والميول، وتحديد موشور الانهيار في التربة.
- دراسة الخصائص المختلفة للتربة المراد تثبيتها.
- تقدير مدى فقدان التربة لخصائصها بعد تنفيذ المنشآت عليها، سواء كان ذلك بسبب إقامة المنشآت المذكورة أو من أية أسباب خارجية أخرى.
- اختيار النظام الأكثر اقتصادية في التثبيت بما يضمن تحقيق الهدف الأساسي من هذه العملية.
- تصميم نظام التثبيت المختار ووضع خطوات التنفيذ.
- مردود عملية التثبيت، والمقارنة الفنية بين تعديل تصميم المنشآت لتنفيذ على تربة غير محسنة، وبين تصاميم المنشآت على تربة بعد التحسين بهدف التثبيت.
- الكلفة الاقتصادية والقيمة المالية المرصودة للعمل.

2.1 أنظمة تثبيت ترربة الحفريات: Soil excavation stabilizing systems توجز هذه الأنظمة بما يلي:

1.2.1 جدران الصفائح الوتدية: Sheet Pile Walls

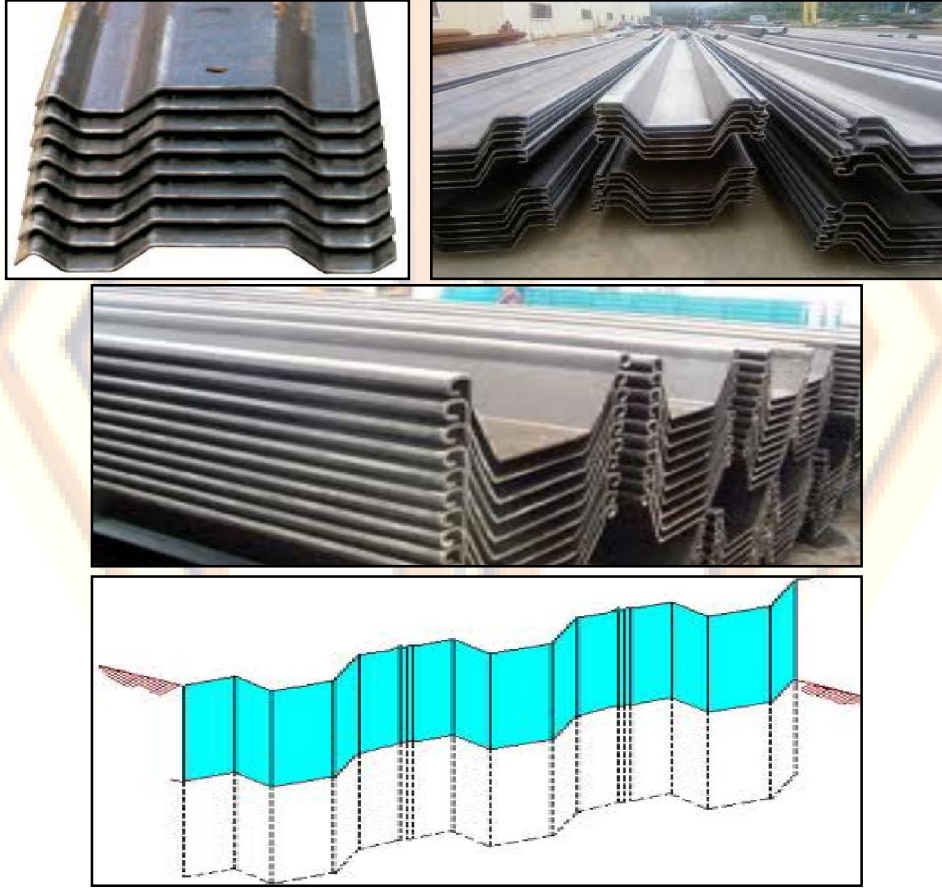
جدران الصفائح الوتدية هي نظام جيوتكنيكي إنشائي مؤقت يستخدم لتدعيم جوانب الحفريات الشاقولية التي سيتم تنفيذها لاحقاً. تتكون هذه الجدران من قطع متماثلة من الصفائح الفولاذية وبمقطع معين. يتم غرز هذه الصفائح بجوار بعضها البعض في التربة عن طريق الدق بآليات خاصة، وتذكك أثناء الدق مع بعضها البعض مشكلة بذلك جداراً مؤقتاً للحفرة التي سيتم تنفيذها. تعتبر الصفائح الوتدية نظاماً فعالاً لدعم جوانب الحفريات التي ستنفذ في تربة حاوية على مياه كما في الشكل (4.1).



الشكل (4.1)

تصنع قطع الجدران الوتدية من الفولاذ القاسي الذي يتمتع بخصائص تجعله يتحمل قوى الدق، وبمقاطع مختلفة تحددها الشركات المصنعة وفق نظم عالمية.

تبين مجموعة الأشكال أدناه نماذج مختلفة من مقاطع هذه العناصر وأماكن تنفيذها، مع الإشارة إلى أن الفصل الثاني من هذا الكتاب يتناول الموضوع المذكور بالتفصيل.



الشكل (5.1)

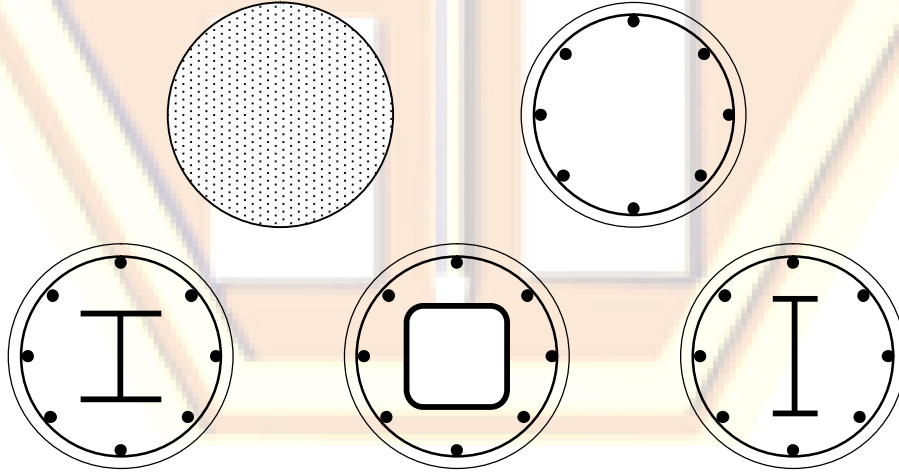


الشكل (6.1)

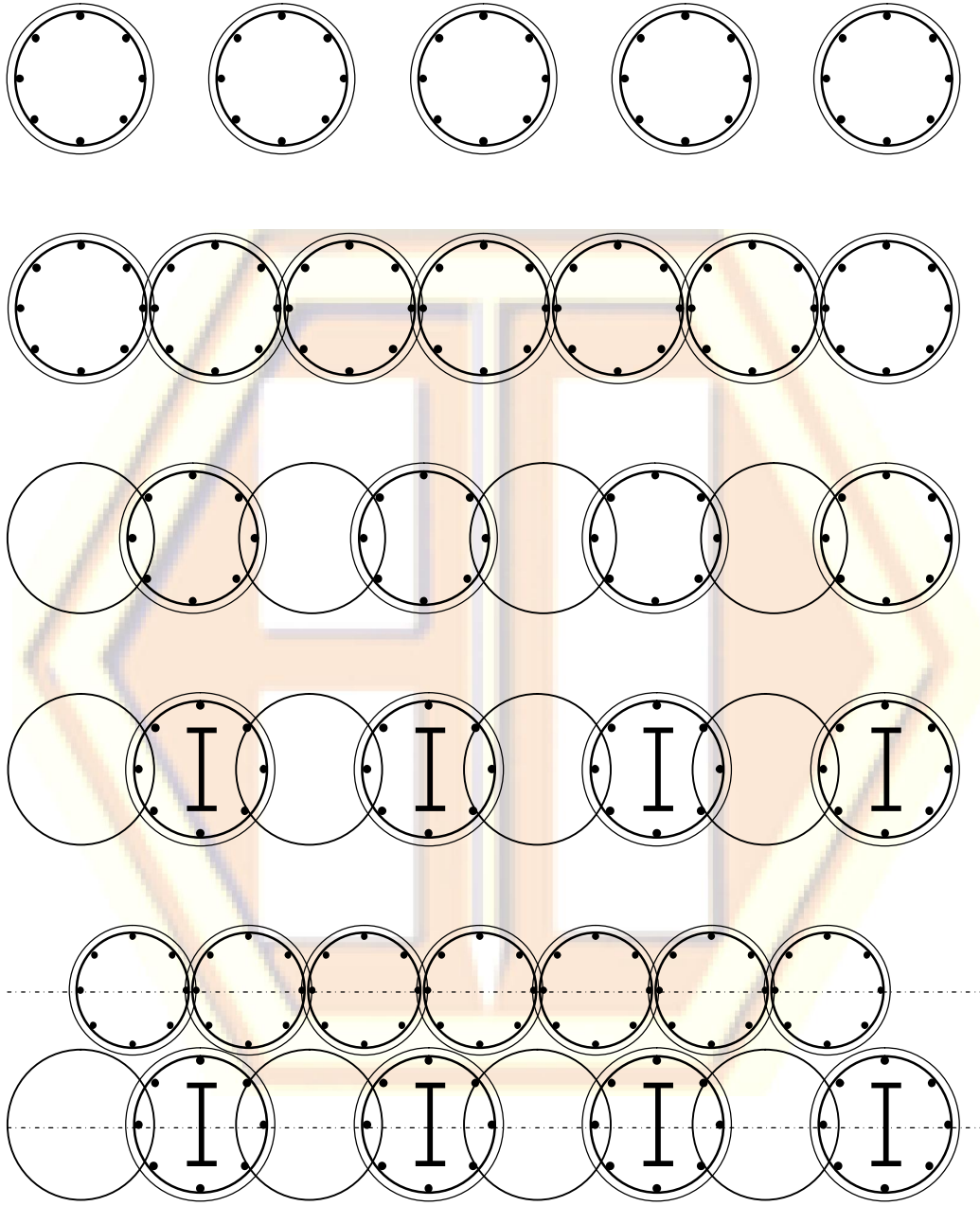
2.2.1 الجدران الوتدية: Secant Pile Walls

الجدران الوتدية هي نظام جيوتكنيكي إنشائي يستخدم بشكل دائم لتدعيم جوانب الحفریات الشاقولية التي سيتم تنفيذها لاحقاً. تتكون هذه الجدران الوتدية من أوتاد بيتونية قد تكون من أحد النماذج التالية:

- من البيتون غير المسلح.
 - مسلحة بقضبان تسليح عادية.
 - مسلحة بمقاطع من الفولاذ الصناعي المدلفن.
 - مشتركة بين نوعين أو أكثر من الأنواع السابقة.
- تنفذ هذه الأوتاد بطريقة الحفر والصب بالمكان. ويبين الشكل (7.1) هذه النماذج كما تبين الصور أدناه نظام التدعيم المذكور وكيفية توضع الأوتاد... وقد تناول الفصل الثالث هذا الموضوع بالتفصيل.



الشكل (7.1)



الشكل (8.1) طرق تنفيذ الجدران الوتدية.



الشكل (9.1)



الشكل (10.1)

3.2.1 عناصر أو شدادات الإرساء (الأنكورات):

Ground anchors

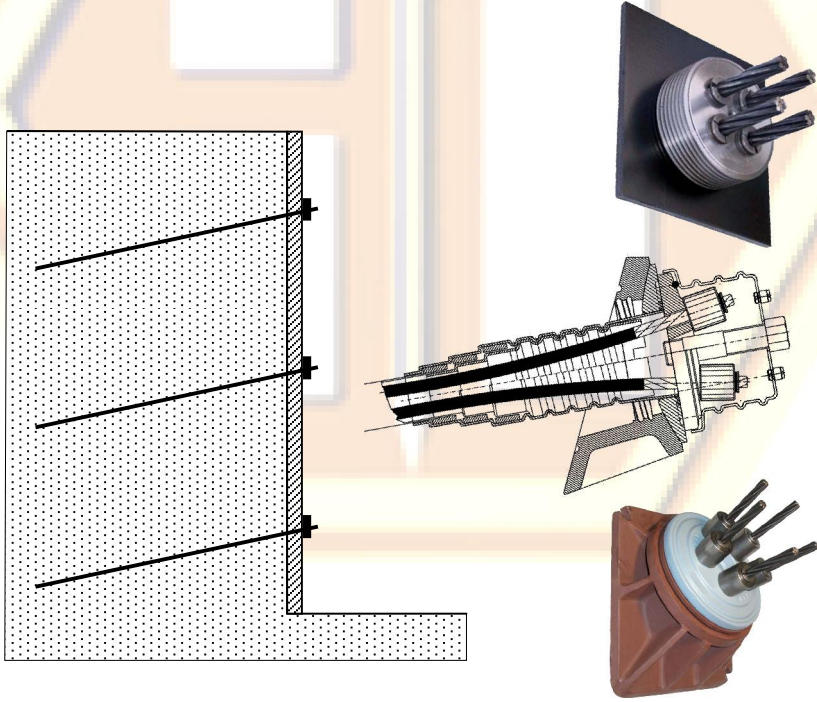
شدادات الإرساء (أو الأنكورات) هي نظام إنشائي / جيوتكنيكي مشترك يستخدم لتدعيم جوانب الحفریات وتثبيت الميول الترابية. وهي تتكون من روابط مؤلفة من كابل فولاذي واحد أو أكثر، وقد تصل إلى ستة كابلات.

تعمل الأنكورات على تثبيت التربة من خلال الضغط على الجدران الاستنادية البيتونية أو الفولاذية أو على أوتاد التدعيم من خلال سبق الإجهاد في الكابلات، لتقاوم بذلك الدفع المتولد من هذه التربة على الجدران أو الأوتاد المذكورة.

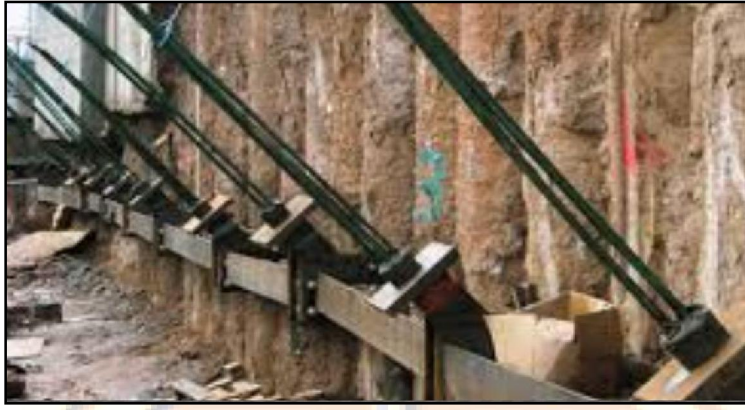
تطبق حمولات الضغط المذكورة، على الجدران الاستنادية أو الأوتاد بشكل مباشر أو عبر جسور أفقية مساعدة تكون من البيتون أو من الفولاذ. وتصنع هذه الأنكورات وفق أنظمة ومواصفات عالمية متعددة تتعلق بالشركات المصنعة. تبين مجموعة الأشكال والصور التالية نماذج لهذه العناصر وأماكن تنفيذها.

تنفذ هذه العناصر بشكل مائل عن الأفق بزوايا بسيطة وقليلًا ما تنفذ بشكل أفقي أو شاقولي. وقد تناول الفصل الرابع موضوع شدادات الإرساء بالتفصيل. تستخدم الأنكورات في المشاريع المختلفة لأسباب عديدة، فبالإضافة لأعمال التثبيت، هناك أعمال تقوية وتدعيم الجدران الاستنادية المختلفة كما يلي:

- تثبيت الجدران الاستنادية وجدران الأقبية في المباني الجديدة.
- تثبيت المنحدرات المختلفة.
- تثبيت جدران الأنفاق.
- تدعيم الجدران الاستنادية وجدران الأقبية في المباني القائمة.
- تدعيم الجدران الحجرية.
- تدعيم المنحدرات المعرضة للانزلاق.



الشكل (10.1)



الشكل (11.1)

4.2.1 الشدادات أو جدران التربة المسمارية أو النيلز:

Soil Nails

جدران التربة المسمارية أو اختصاراً الجدران المسمارية (أو الشدادات أو النيلز) هي نظام إنشائي جيوتكنيكي أيضاً يشابه نظام (الأنكورات) من حيث الشكل فقط حيث يستخدم بشكل عام لتدعيم جوانب الحفريات وتثبيت الميول الترابية. ويتألف من قضيب فولاذي كما هو موضح أدناه.

تعمل الشدادات المسمارية على تثبيت جوانب التربة عن طريق الضغط عليها بشكل مباشر أو من خلال الضغط على الجدران الاستنادية بواسطة شد الكبل الفولاذي عن طريق عزقات، ليقاوم بذلك الدفع المتولد من هذه التربة. يستخدم هذا النظام من التثبيت للمهام التالية:

- لتثبيت الجدران الاستنادية وجدران التي يسمح لها بالحركة البسيطة بسبب ضغط التربة الجانبي.

- لتثبيت المنحدرات المختلفة وخاصة المجاورة للطرق.

- لتدعيم المنحدرات الترابية المعرضة للانزلاق.

- لتدعيم الجدران الاستنادية التي يسمح فيها بالحركة.

تعتمد طريقة تثبيت التربة في هذا النظام على تطبيق قوى ضاغطة عليها من خلال قضبان فولاذية تتوضع ضمن ثقب محفور في التربة وينتهي بصفيحة وعزقة، بعد أن يحقن بمونة إسمنتية بمواصفات خاصة. حيث تتحول حمولات التربة والحمولات الإضافية المطبقة عليها إلى قوى شد في القضبان.

تبين مجموعة الأشكال والصور التالية نماذج لهذه العناصر وأماكن تنفيذها. مع الإشارة إلى أن الفصل الخامس تناول موضوع الشدادات المسمارية بالتفصيل.



الشكل (12.1)



الشكل (13.1)



تثبيت منحدر بالنيلز
مع البيتون المسلح



تثبيت منحدر بالنيلز
مع بيتون مقذوف



تثبيت منحدر بالنيلز
مع أحزمة وقضبان



تثبيت منحدر بالنيلز
مع شبك معدني

الشكل (14.1)

3.1 الفروقات بين الأنكورات والنيلز:

Differences between Ground anchors and Soil Nails

بالرغم من التشابه الكبير بين النوعين المذكورين لأنظمة التثبيت، فهناك العديد من الاختلافات الجوهرية بينهما. وسيوضح الجدول التالي أهم الفروقات بين شدادات الإرساء والشدادات المسمارية.

الجدول (1.1) أهم الفروقات بين شدادات الإرساء والشدادات المسمارية	
شدادات الإرساء (الأنكورات) Ground anchors	الشدادات أو الجدران المسمارية (النيلز) Soil Nails
طريقة لتثبيت التربة بتطبيق قوى ضاغطة عليها من خلال كابلات فولاذية تتوضع ضمن ثقب محفور في التربة ومحقون بمونة إسمنتية بمواصفات خاصة.	طريقة لتثبيت التربة بتطبيق قوى ضاغطة عليها من خلال قضبان فولاذية أو كابلات تتوضع ضمن ثقب محفور في التربة ومحقون بمونة إسمنتية بمواصفات خاصة.
يتم الشد من خلال قضيب فولاذي واحد مسبق الإجهاد أو على أغلفة تحتوي على عدة جدائل فولاذية تشكل عدد من الكابلات.	تحتوي غالباً على قضيب واحد أو كابل واحد مجداول.
تعتمد على سبق الإجهاد في الكابلات.	تعتمد على قوى الشد في القضبان قد تكون يدوية أو عن طريق سبق الإجهاد.
تتفد بطول (15 m – 30 m) ضمن التربة.	تتفد بطول (8 m – 12 m) ضمن التربة.
تقاوم حمولات التربة والحمولات الإضافية بواسطة الإجهاد المسبق في الكبلات.	تتحول حمولات التربة والحمولات الإضافية المطبقة عليها إلى قوى شادة في القضيب أو الكبل.
تستخدم في المنحدرات شديدة الميل والتربة الضعيفة والتربة التي على وشك الانهيار.	تستخدم في التربة القاسية كالمنحدرات الصخرية والتربة الحصوية المتماسكة.
تستخدم إذا كان شكل موشور الانهيار واضحاً.	تستخدم إذا كان شكل موشور الانهيار غير واضح.
يعمل الأنكور فور سبق الإجهاد. وبذلك يضغط على التربة مباشرة.	يشد البراغي ويعمل النيل إذا تحرك المنحدر. وبذلك يمكن أن تضغط التربة عليه.
تتفد بميل عالية عن الأفق نسبياً.	تتفد بميل قليلة عن الأفق نسبياً.
معظم استخداماتها في مشاريع المباني. ولكن هذا لا يعني عدم استخدامها في	معظم استخداماتها في مشاريع الطرق. ولكن هذا لا يعني عدم استخدامها في مشاريع أخرى.

الجدول (1.1) أهم الفروقات بين شدادات الإرساء والشدادات المسمارية	
مشاريع أخرى.	شدادات الإرساء (الأنكورات) Ground anchors
الشدادات المسمارية (النيلز) Soil Nails	عالي التكاليف مقارنة مع النيل.
اقتصادي وقليل التكاليف.	تحتاج الكابلات لشركات مصنعة متخصصة.
يمكن تصنيع القضبان يدوياً في الموقع.	تنتهي بغطاء خاص لحزمة الكابلات مقاوم للصدأ.
تنتهي بصفيحة معدنية مع عزقة مغلفة ضد الصدأ لإغلاق الشداد.	تتخذ بعد أن يتم حفر التربة باتجاه العمق بالتدريج.
يمكن تنفيذها على تربة محفورة مسبقاً	تتخذ على صفوف أفقية من الأعلى للأسفل بتباعد (2 - 3 m)، وعلى مسافات شاقولية تتراوح بين (1 - 3 m).
تتخذ على صفوف أفقية من الأعلى للأسفل بتباعد (1 - 2 m)، وعلى مسافات شاقولية تتراوح بين (2 - 4 m).	شبه دائمة أو لفترات زمنية طويلة نسبياً.
موقتة لفترات زمنية قصيرة نسبياً.	تستخدم الأغلفة المجددة (sheath) المعدنية أو البولي إيثيلين عالي الكثافة لحماية الكابلات وبمواصفات مخصصة لهذه الأعمال.
يمكن أن تكون الكابلات ضمن أغلفة معدنية أو يمكن أن تكون مكشوفة، ويمكن أن تكون من القضبان الفولاذية.	يحقن الثقب جزئياً لتشكيل منطقة تماسك وتترك مسافة (5 - 10 m) دون حقن.
يحقن الثقب بالمونة على كامل مساره.	يتولد الشد فيها فور سبق الإجهاد وبدء الضغط على التربة.
يمكن تنفيذ ما يدعى بالمسامير النائمة أو (النيلز الاحتياطي) حيث يتولد الشد فيها عندما يبدأ ضغط التربة عليها.	يكون الضغط السلبي للتربة على الجدران المثبتة بالأنكورات أساسياً. وتحسب هذه الجدران لمقاومة هذا الضغط بالإضافة إلى الضغط الفعال.
يكون الضغط الفعال للتربة على الجدران المثبتة بالنيلز أساسياً وتحسب هذه الجدران لمقاومة هذا الضغط بالإضافة إلى الضغط السلبي.	

ملاحظة أخيرة:

انظر الفقرتين (3.6) و (4.6) من الفصل الثالث حول مزايا ومساوئ الجدران المسمارية أو النيلز مقارنة بالأنكورات وأنظمة تثبيت التربة الأخرى.

الفصل الثاني...

نظام عناصر الإرساء الأرضية (الأنكورات) Ground Anchors System

1.2 عناصر الإرساء وأنظمة التثبيت:

Ground Anchors And Anchored Systems

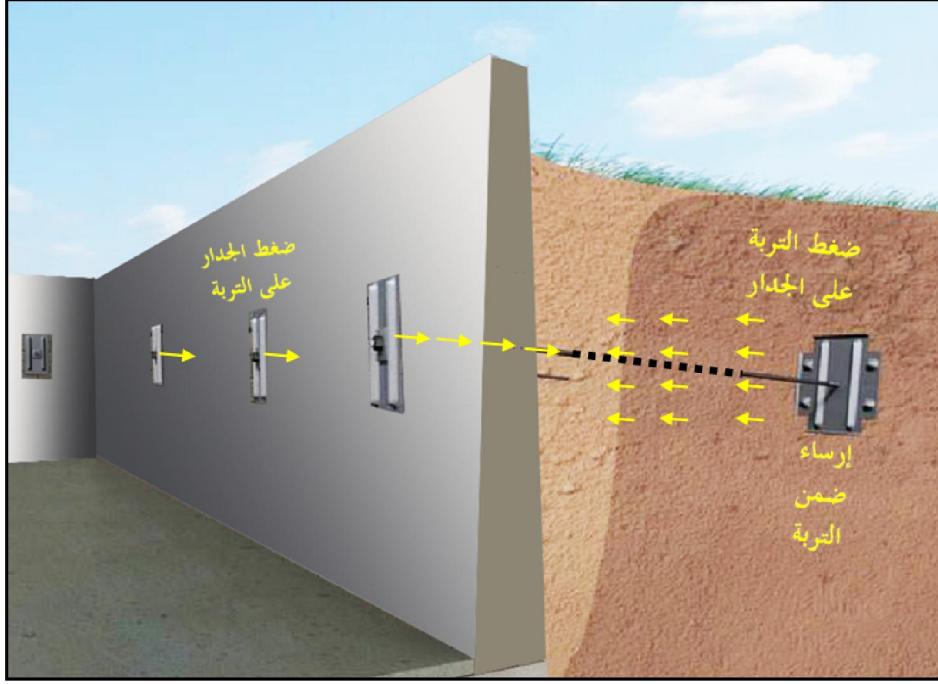
1.1.2 ما هو الأنكور: What are the Anchor

ذكرنا في الفصل الأول أن عناصر الإرساء (أو الأنكورات) والتي تسمى أيضاً (الشدادات) هي نظام إنشائي جيوتكنيكي مشترك يستخدم لتدعيم جوانب الحفريات وتثبيت الميول الترابية الحادة.

تكون الأنكورات من أحد الأنواع التالية (انظر الفقرة 6.1 من هذا الفصل):
- الأنكورات ذات الغلاف أو الغمد (Sheathing) المفرد. وهي تتألف من غلاف يحتوي على كابل واحد فقط مكون من جديلة (strands) من الأسلاك. يتم شدها لتضغط على التربة بطريقة سبق الإجهاد، حيث تنتهي برأس تثبيت.
- الأنكورات ذات الكابلات أو الحزم المتعددة. وهي تتألف من غلاف أو غمد كالنوع السابق، ولكن يوجد ضمن هذا الغلاف كابلين أو جديلتين أو أكثر.
- الأنكورات ذات القضيب الفولاذي الحر، وهي تتألف من قضيب فولاذي يشد بطريقة سبق الإجهاد، وينتهي بصفيحة شد وعزقة تثبيت. وغالباً ما يكون هذا القضيب موضوعاً ضمن غلاف أو غمد.

يتلخص عمل الأنكورات بنقل حمولات ضاغطة على التربة من خلال المنشأ الساند لها عن طريق قوى الشد في الأنكورات، وذلك من خلال إرسائها في التربة أو في الصخر. وقد تم توصيف الأنكورات ووضع اشتراطات خاصة بها في العديد من الكودات العالمية منها على سبيل المثال:

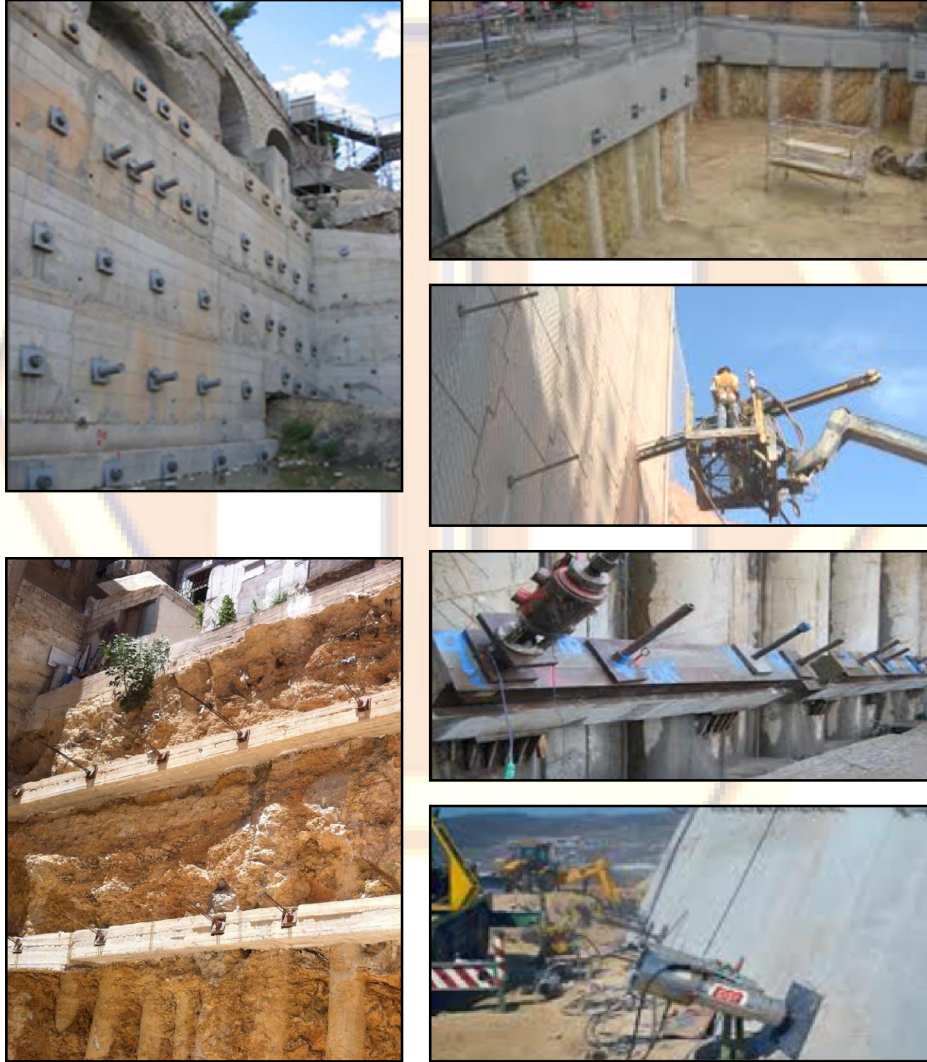
الكود الأمريكي (IBC 2012) والمواصفات الأمريكية (ASTM) والمواصفات (AASHTO task force 27- 90 and PTI – 96) والكودات العالمية الأخرى. الكود الأوروبي (Euro Code) تحقق ثقوب جميع العناصر السابقة ضمن التربة بالمونة الإسمنتية. تكون هذه العناصر مسبقة الإجهاد، حيث يتم شد كابلات الأنكور إلى حد معين حسابياً، ثم يتم قطعها لتضغط بذلك على جدار استنادي رقيق نسبياً أو على أوتاد منفذة قبل الحفر على طرف الحفرة التي سيتم إنشاؤها لاحقاً. يتلقى الجدار الاستنادي الحمولات الضاغطة من سبق الإجهاد في الأنكورات فتقاوم حمولات دفع التربة. ويبين الشكل (1.2) الفكرة العامة لعمل هذه العناصر.



الشكل (1.2)

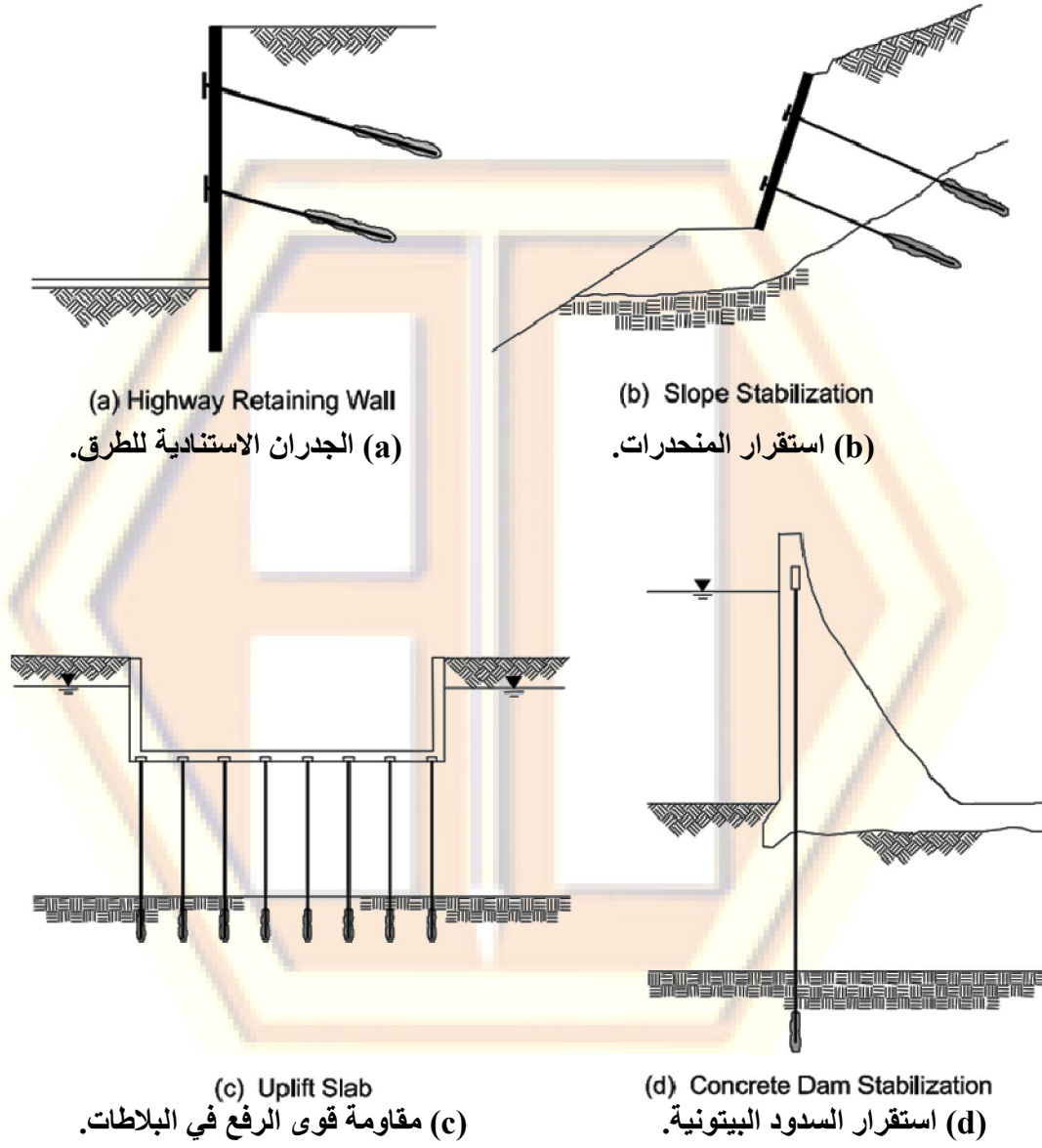
وتشرح الصور التوضيحية في الشكل (2.2) بالإضافة إلى الصور الموضحة في الفصل الأول نماذج وأماكن تنفيذ الأنكورات بشكل جيد.

تستخدم الأنكورات في العديد من التطبيقات الهندسية وخاصة الجيوتكنيكية منها وذلك بشكل مؤقت أو شبه دائم (لفترات زمنية طويلة تصل إلى 100 عام)، حيث يصمم الدائم منها ليناسب العمر التصميمي. أما الأنكورات المؤقتة فتستخدم خلال فترة التنفيذ فقط بحسب المشروع والتي تتراوح عادة بين (5 - 1) سنوات.



الشكل (2.2)

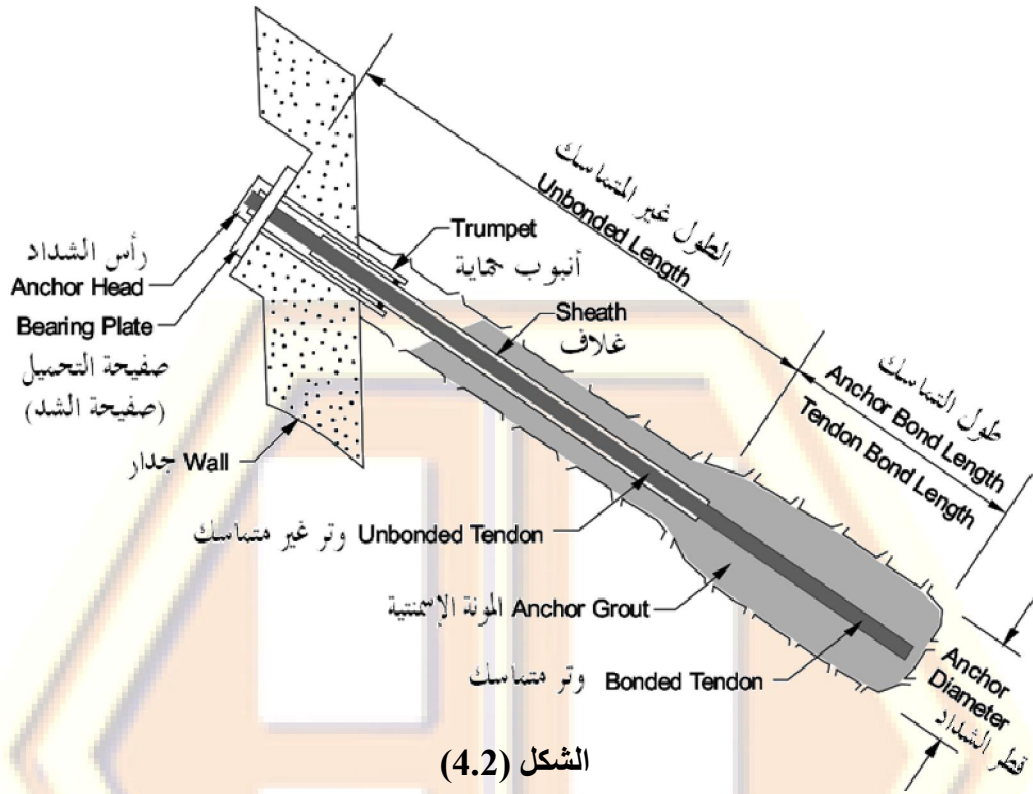
كما تبين الأشكال (3.2) تطبيقات الأنكورات في عدة مجالات.



الشكل (3.2)

يختلف تصميم الأنكورات المؤقتة عن الأنكورات الدائمة بالنقاط التالية:

- طريقة التثبيت.
 - الإجهادات المسموحة.
 - عوامل الأمان.
 - الحمولة المنقولة.
 - التصميم الزلزالي.
 - تجارب التحميل على الأنكورات.
- تعتبر الأنكورات عناصر تثبيت اقتصادية من حيث المواد. وهي تتميز بالقدرة على تلقي حمولات كبيرة بالإضافة إلى عدم إعاقة أعمال الحفر.
- تتلخص مزايا الأنكورات بما يلي:
- تؤمن فراغاً مريحاً للعمل في منطقة الحفريات.
 - تستطيع تحمل ضغط تربة عالي دون زيادة في مقطع الجدار الاستنادي.
 - لا تحتاج إلى تدعيم مؤقت ويمكن استخدامها كجملعة إنشائية شبه دائمة (أي لفترات طويلة).
 - يمكن استخدامه كحل بديل للأساسات العميقة في حال الأحمال الكبيرة.
 - زمن التنفيذ قليل مقارنةً بغيره من العناصر التي لها نفس المهمة.
- 2.2 مكونات الأنكور (شدادات الإرساء):
- تتألف الأنكورات من العناصر أو المكونات الأساسية الثلاثة التالية، والموضحة في الشكل (4.2):



الشكل (4.2)

1. عناصر الإرساء: Anchorage

تتألف عناصر الربط من رأس الشدّاد و صفائح التحميل وأنبوب الحماية الذي يعمل أيضاً على نقل حمولة سبق الإجهاد من كابلات الفولاذ إلى المونة الإسمنتية.

2. الطول غير المتماسك: Stressing (unbonded) length free

هو الطول من الأنكور غير الملتصق بالمونة المحيطة والذي تكون فيه الإجهادات في المونة المذكورة معدومة. وكذلك هو الطول المسؤول عن نقل القوى الشادة من الجدار الاستنادي إلى طول التماسك.

تكون الكابلات الفولاذية المخصصة لسبق الإجهاد ضمن هذا الطول حرة الحركة، ومن أجل ذلك يتم عزل فولاذ الكابلات عن المونة المحيطة بغلاف بلاستيكي من أجل تأمين سطح ناعم لا يتماسك مع المونة الإسمنتية المحيطة.

3. طول التماسك: Bonded length

وهو الطول من الأنكور الذي يعمل على نقل الحمولة الشادة من الطول غير المتماسك إلى كتلة التربة عبر المونة المحيطة.

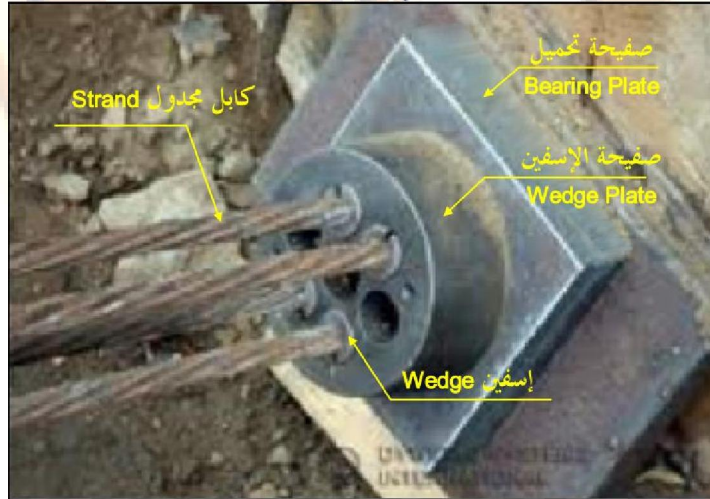
يجب أن يصل هذا إلى ما بعد منحنى الانزلاق في التربة ليتوضع في الجزء الثابت من التربة، حيث يتم تفريغ الحمولة الشادة المذكورة فيها. يدعى الطول الكلي لفولاذ تسليح الأنكور (بالشداد). وكما ذكرنا أعلاه يمكن أن يكون هذا الشداد قضيباً واحداً (غالباً يصبح الشداد نيل nail .. انظر الفصل السادس)، أو جديلة من القضبان مسبقة الإجهاد والمحمية من التآكل ومتمركزة في وسط الأنكور بواسطة أدوات خاصة.

كما يبين الشكل (5.2) نموذجين لرأس الشداد في الحالتين التاليتين:

- عندما يتألف الشداد من قضيب منفرد.
- عندما يتألف الشداد من حزمة من الكابلات.

3.2 أنواع الأنكورات: Types of Ground Anchors

هناك أربعة أنواع رئيسية للأنكورات المستخدمة في تدعيم جوانب الحفريات تختلف عن بعضها البعض بطريقة حقن المونة ضمن ثقب الأنكور، وهذه الأنواع هي:



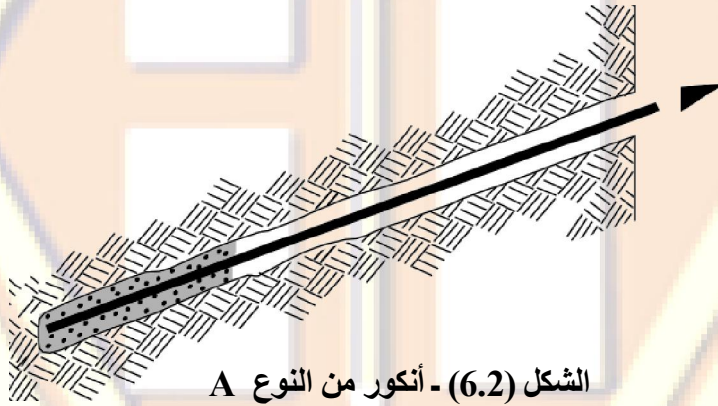
2.2 أنواع الأنكورز:

1.2.2 النوع A - الأنكورات الثقيلة أو المصبوبة بتأثير الجاذبية:

Type A- Straight shaft gravity- ground

يستخدم هذا النوع من الأنكورات في التربة الصخرية أو القاسية جداً. وتنفذ ثقوب هذا النوع باستخدام مثقاب أو حفارة دورانية مجوفة (hollow-stem auger).

يمكن أن تكون جدران الثقب مدعمة أو غير مدعمة بغلاف أو قميص معدني وذلك بحسب قدرة هذه الجدران على التماسك. ويتم حقن الثقب بالمونة الإسمنتية تحت تأثير الوزن الذاتي لمادة الاسمنت بدون استعمال الضخ بالضغط. يكتسب هذا النوع من الأنكورات مقاومته على الشد من خلال التماسك بين المونة الإسمنتية والتربة المحيطة. ويبين الشكل (6.2) رسماً توضيحياً للنموذج المذكور.



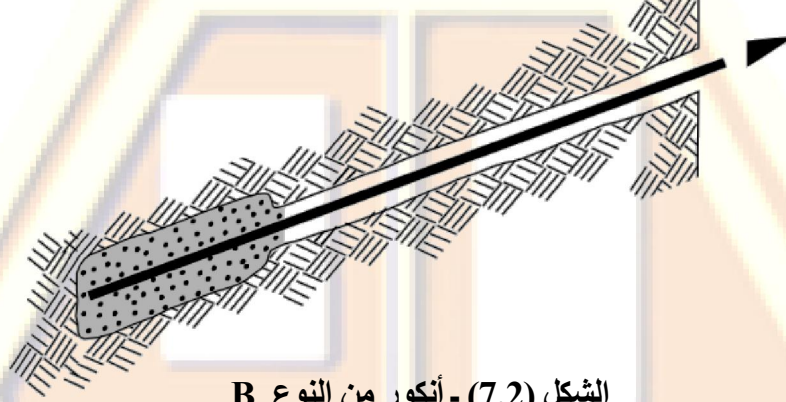
الشكل (6.2) - أنكور من النوع A

2.2.2 النوع B - الأنكورات المصبوبة تحت الضغط:

Type B - Straight shaft Pressure- ground

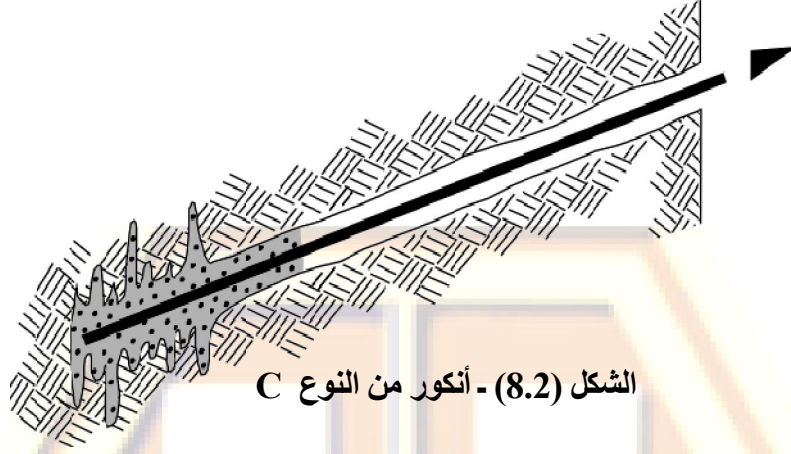
يستخدم هذا النوع من الأنكورات في التربة الصخرية الضعيفة أو في التربة الحصوية ذات التدرج الحبي الخشن. وكما في النوع السابق تحفر ثقوب هذا النوع بمثقاب أو حفارة دورانية مجوفة (hollow-stem auger)، ولكن مع قميص معدني.

يجري حقن ثقب الأنكور بالمونة الإسمنتية تحت ضغط قدره (0.35 Mpa)، حيث يكتسب هذا النظام مقاومته لحمولات شادة من خلال زيادة الإجهادات الناعمية الناتجة عن الضغط على الجدار، والناتجة عن ارتصاص حبيبات التربة المحيطة بالمونة. وتلعب زيادة القطر الفعال للمونة الإسمنتية دوراً هاماً في رفع هذه المقاومة. ويبين الشكل (7.2) رسماً توضيحياً للنموذج المذكور.



3.2.2 النوع C - الأنكورات ذات الحقن اللاحق: Type C - Post-grouted

يشابه هذا النوع من الأنكورات النوع السابق (B) باستثناء أن حقن المونة الإسمنتية يتم على مراحل يفصل بينها يوم أو يومين. يجري الحقن باستعمال صمام عدم رجوع وبذلك يتم توسع المونة ضمن التربة في منطقة طول التماسك... ويبين الشكل (8.2) رسماً توضيحياً لهذا النموذج.



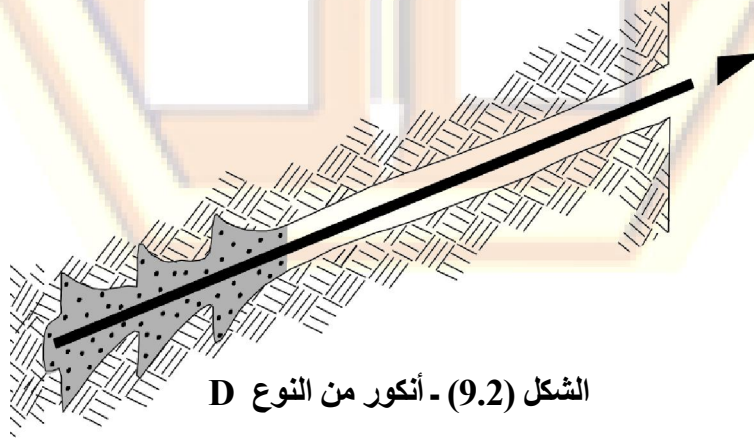
الشكل (8.2) - أنكور من النوع C

4.2.2 النوع D - الأنكورات المؤقتة:

Type C - Underreamed Anchors

يشابه هذا النوع من الأنكورات النوع السابق (C) غير أن الحقن فيه يجري دون استخدام صمام عدم رجوع ويستعمل هذا النوع بشكل مؤقت ولفترات قصيرة.

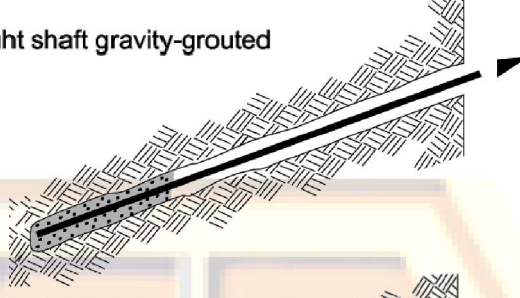
يبين الشكل (9.2) رسماً توضيحياً لهذا النموذج.



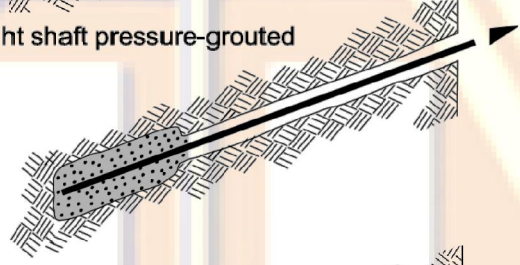
الشكل (9.2) - أنكور من النوع D

يبين الشكل التالي الأنواع الأربعة السابقة مجتمعة.

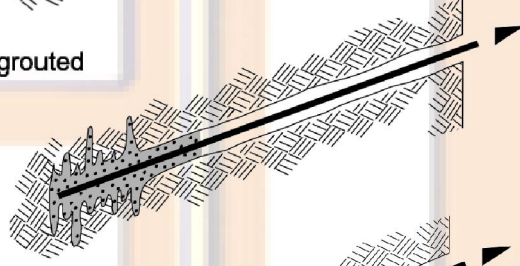
Type A: Straight shaft gravity-grouted



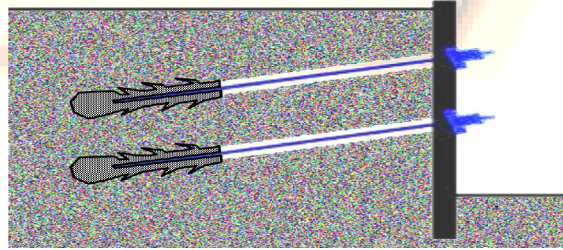
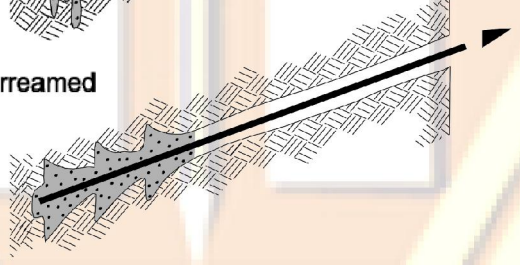
Type B: Straight shaft pressure-grouted



Type C: Post-grouted

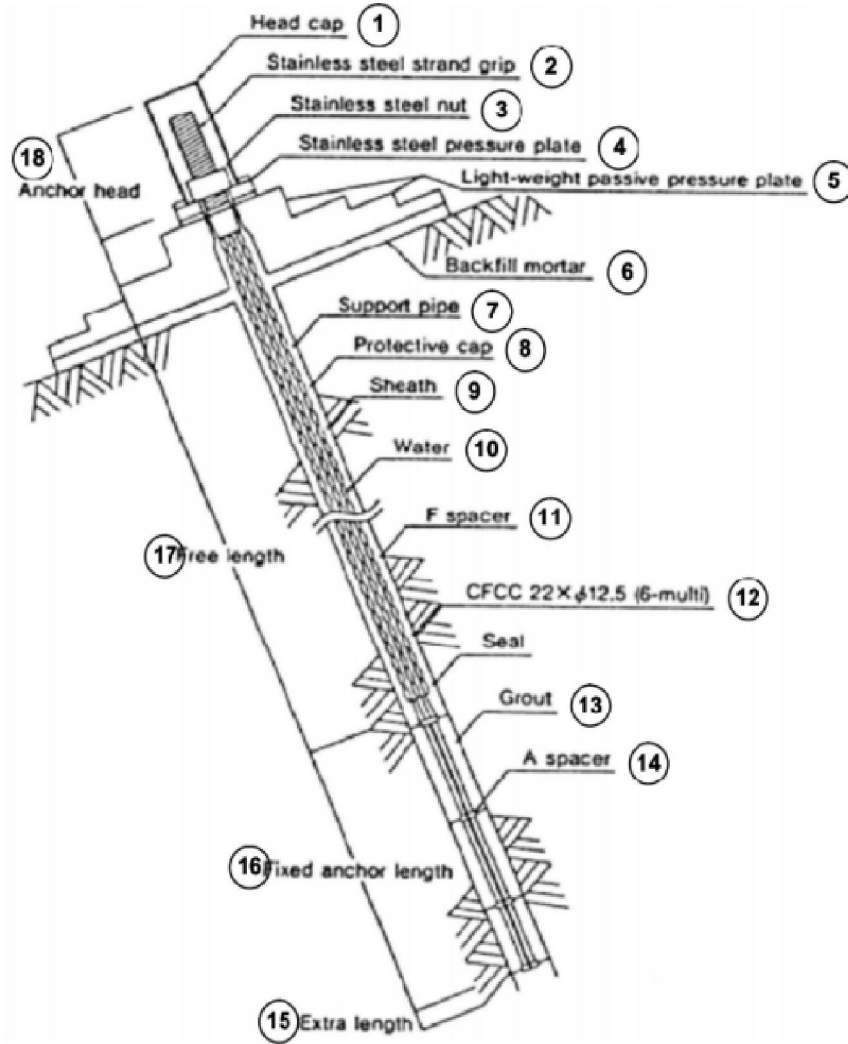


Type D: Underreamed



الشكل (10.2) - أنواع الأنكورات

2.3 تفصيلة نموذجية لبعض أنواع الأنكورات:



1. غطاء الرأس. 2. مقبض الكابل. 3. عزقة. 4. صفيحة ضغط. 5. صفيحة خفيفة للضغط العاكس.
6. مونة خلفية. 7. أنبوب مساعد. 8. غطاء حماية. 9. غلاف. 10. مبعاد. 11. ممسك. 12. سدادة.
13. مونة. 14. مبعاد. 15. الطول الكلي. 16. طول التثبيت. 17. الطول الحر. 18. رأس الأنكور

الشكل (11.2)

4.2 مواد الأنكورات: Anchor Materials

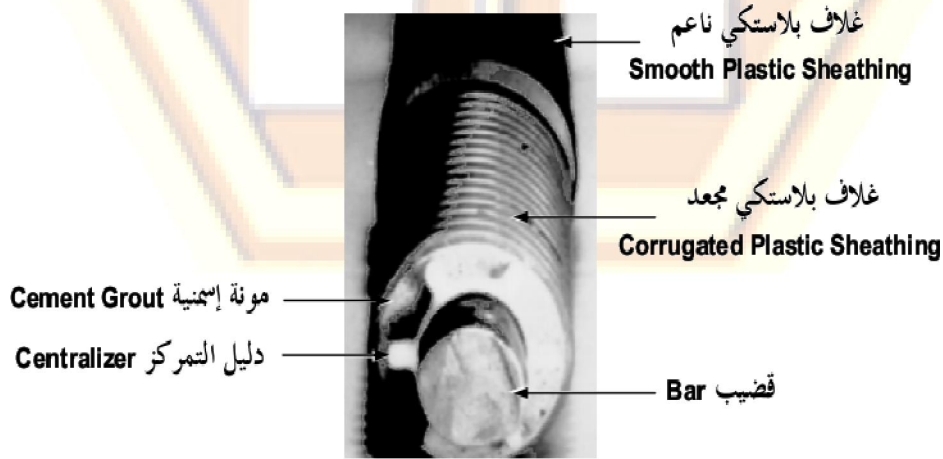
1.4.2 الأوتار: Tendon

يسمى تسليح الأنكورات بالأوتار، وهو سلك أو قضيب فولاذي. لذلك يمكن أن تكون هذه العناصر بشكل قضيب منفرد، أو على هيئة حزمة أو جديلة، حيث تدعى عندئذ بالكابلات المجدولة أو الجداول (strands).

1.1.4.2 القضبان الفولاذية والكابلات (حزم الأسلاك):

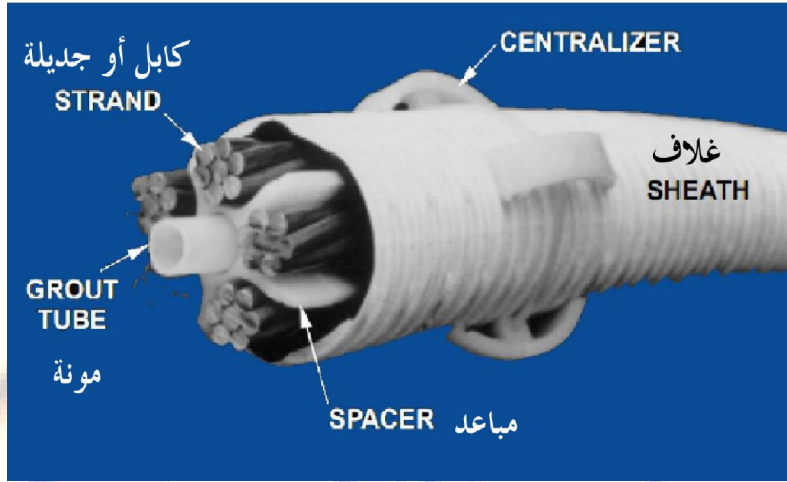
Steel Bar and Strand Tendons

يستخدم في تسليح الأنكورات قضبان من الفولاذ المطاوع عالي المقاومة أو كابلات الفولاذ المجدول من النوع المطابق لأية مواصفة عالمية خاصة بهذه الأعمال مثل (BS- 729). على ألا تقل المقاومة المميزة لأي من عناصر التسليح المذكورة عن (4500 kg/cm^2) .
تم وضع مواصفات عالمية لقضبان الشد وحزم القضبان في الأنكورات، منها مثلاً المواصفتان الأمريكيتان التاليتان:
- المواصفة (ASTM - A416) الخاصة بالقضبان (steel bar anchor)، والتي تعتمد الأقطار (26 , 32 , 36 , 45 , 64). حيث تصل مقاومة الأنكور المزود بقضيب قطر (64 mm) إلى (2077 kN).
يصل الطول المغلف للأنكورات إلى (18 m).. ويبين الشكل (12.2) نموذجاً لهذه الأنواع.



الشكل (12.2)

- المواصفة (ASTM - A722) الخاصة بالكابلات (أو حزم الأسلاك)، حيث يحتوي الكابل الواحد من أجل الحمولات العالية على حزمة مكونة من (7) أسلاك مجدولة ببعضها البعض. ويبين الشكل (13.2) مقطع في حزمة كابلات..



الشكل (13.2)

2.1.4.2 المبعادات ودليل التمرکز:

Spacers and Centralizers

تحدد وظيفة المبعادات المبينة في الشكل السابق بالفصل بين حزم الأسلاك. أما مهمة أداة التمرکز فتكون في الحفاظ على مكان حزم الأسلاك في مركز الأنكور (أو في مركز المونة الإسمنتية).
تصنع كابلات الأنكورات من المواد المقاومة للصدأ والتآكل، وتتوضع كل من المبعادات ودلائل التمرکز بين حزم الأسلاك بشكل متناوب. وغالباً ما تكون المسافة بين كل اثنين منها ضمن طول التماسك (3 m).

3.1.4.2 الإيبوكسي: Epoxy

يتم طلاء القضبان المنفردة وحزم القضبان بمادة الإيبوكسي السائل لحمايتها من الصدأ والتآكل في حال تعرضه للرطوبة، مع التذكير بأنها تصنع من المواد المقاومة لهذه الظواهر.

4.1.4.2 المونة الإسمنتية: Cement Grout

تتكون روبة الحقن في الأنكورات من المونة الإسمنتية المكونة من الإسمنت والماء، وقد تحتوي على الرمل الناعم. (شريطة أن يكون نظيفاً) ومن نواتج المقالع أو مجاري السيول.

يكون ماء الخلطة نظيفاً وخالياً من الشوائب ومن النوع الصالح للشرب. كما يجب أن يكون إسمنت المونة من أحد الأنواع التالية:

- الإسمنت البورتلاندي العادي.
- الإسمنت البورتلاندي المقاوم للسلفات (بحسب نوع التربة).
- الإسمنت البورتلاندي عالي المقاومة في حال يمكن الحاجة لمقاومات مرتفعة.

يجب أن تكون المونة متوافقة مع إحدى المواصفات العالمية كالمواصفة الأميركية (ASTM C150) أو المواصفة البريطانية (BS-12) مثلاً. نادراً ما تستخدم المولدات مع مواد الحقن، إذا يسمح باستخدامها فقط حين الصب في درجات الحرارة العالية أو للمسافات الطويلة. وعموماً يشترط في حال استخدام المواد المضافة لتحسين خواص الخلطة، ألا تزيد نسبتها وزناً عن (1%).

تستخدم عادةً الخلطات الوزنية لإنتاج المونة (نسبة الرمل إلى الإسمنت 1/1)، كما يجب أن تكون نسبة الماء إلى الإسمنت منخفضة قدر الإمكان، وبما يحقق درجة التشغيل المطلوبة.

يجب أن تحقق المونة الإسمنتية شروط الجدول التالي:

الجدول (1.2) - مقاومات مونة الحقن بحسب BS-12		
المقاومة المكعبية		نسبة الماء إلى الإسمنت w/c
28 يوم	7 أيام	
30 N/mm ²	21 N/mm ²	42% – 50% (المعيارية 45%)

تؤخذ من كل خلطة ستة مكعبات للاختبار، تكسر ثلاثة منها بعد (7) أيام وثلاثة أخرى بعد (28) يوماً، لتحقيق المقاومات المكعبية الموضحة في الجدول السابق.

يجب أن تكون عمليات الخلط في الموقع حيث يجري ضخ المونة بعد الخلط بأسرع وقت ممكن.

تنفذ الأنكورات على صفوف أفقية ومن الأعلى إلى الأسفل على مسافات شاقولية تتراوح بين (1 – 3 m)، وعلى مسافات أفقية لا تزيد عن (2 m). حيث تنتهي بصفيحة معدنية مع عزقة لإغلاق الشداد. على أنه يجب أن تكون السدادة من النوع والمقاس والمواصفات التي تمنع تسرب المونة.

5.2 جدران الإرساء: Anchored Walls

1.5.2 أنواع جدران الإرساء:

Type of Anchored Walls

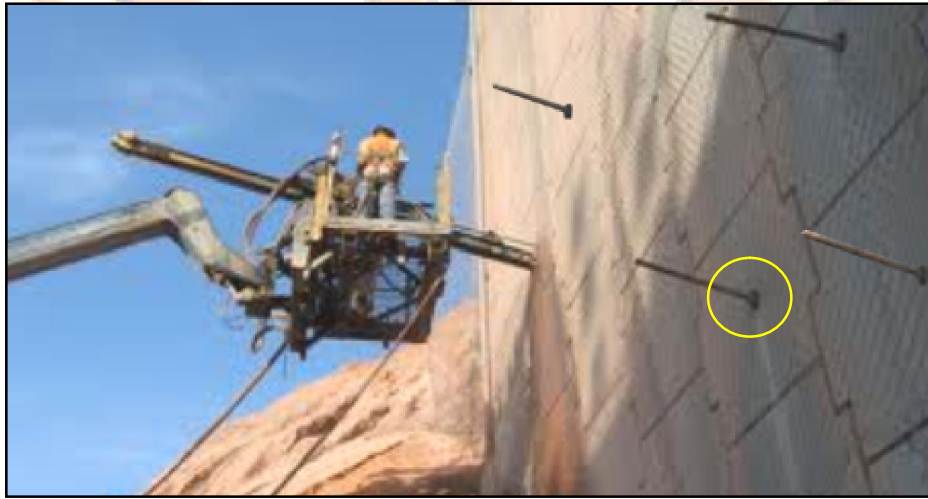
تستخدم جدران الإرساء في سند جوانب الحفرية وتثبيت المنحدرات، وهي عبارة عن جدران ظفرية رقيقة تنقل حمولات الضغط من الأنكورات إلى التربة عبر مستوي واحد أو في مستويات من الأنكورات الضاغطة عليها. وتختلف الجدران المذكورة عن الجدران الاستنادية التقليدية من حيث توزيع ضغط التربة خلف الجدار، كما هو مذكور في الفقرة (9.2) أدناه.

تكون جدران الإرساء على نوعين:

1. جدران الإرساء الرقيقة والمستوية والمستمرة كما في الجدران الاستنادية العادية، أو جدران من الصفائح الوتدية (Sheet piles) كما في الشكل (14.2).

2. جدران الإرساء ذات العناصر الخطية المنفصلة (أفقية أو شاقولية أو كليهما معاً) والتي تنفذ بتباعد محدد. وقد تكون من البيتون المسلح أو من الفولاذ. وتثبت فيها الأنكورات كما في الشكل (15.2).

يتم تأمين المقاومة في جدران الإرساء المنفصلة من خلال كل من صلابة العناصر الخطية المذكورة ومن الضغط السلبي للتربة أسفل الحفرية. أما المقاومة في جدران الإرساء المستمرة فتقاوم عن طريق الأنكورات المثبتة في التربة فقط.



الشكل (14.2)



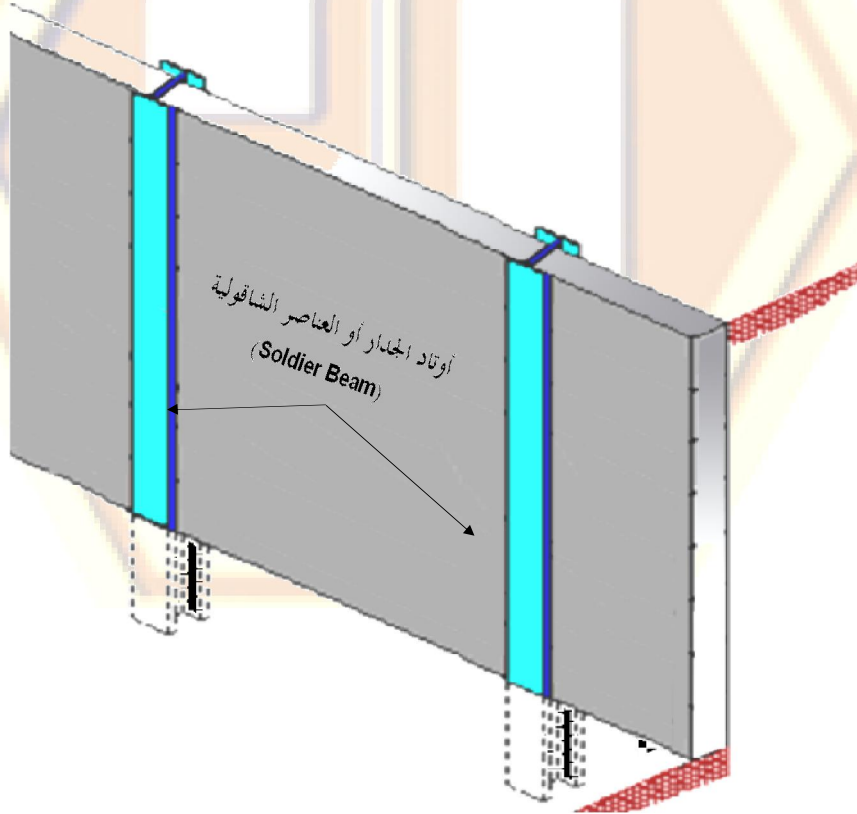
الشكل (15.2)

تعتبر جدران الإرساء ذات العناصر الخطية أكثر استخداماً من تلك المستوية في تدعيم جوانب الحفريات، فهي غالباً ما تنفذ من عناصر شاقولية مغروسة في التربة مع عناصر أفقية تصل بين تلك الشاقولية.

• العناصر الشاقولية في جدران الإرساء المنفصلة:

تكون العناصر الشاقولية والتي تدعى (Soldier Beam) أو أوتاد الجدار إما من قضبان معدنية مدلفنة توضع في حفرة حيث تملأ بالبيتون لاحقاً. أو من البيتون المسلح بشكل مشابه للأعمدة ضمن الجدران الرقيقة. وينصح هنا بملء الفراغ خلف الجدار بمادة البيتون الردمي بعيار من الإسمنت بحدود (50 kg/m^3) .

كما يمكن أن تكون العناصر الشاقولية مدقوقة في التربة قبل البدء بالحفر حيث تستخدم المقاطع الفولاذية (HP) أو قطع من الصفائح الوتدية. وفي هذه الحالة يستخدم الفولاذ العالي المقاومة من أجل تحمل إجهادات الدق. يبين الشكل (16.2) نموذجاً لهذه العناصر.



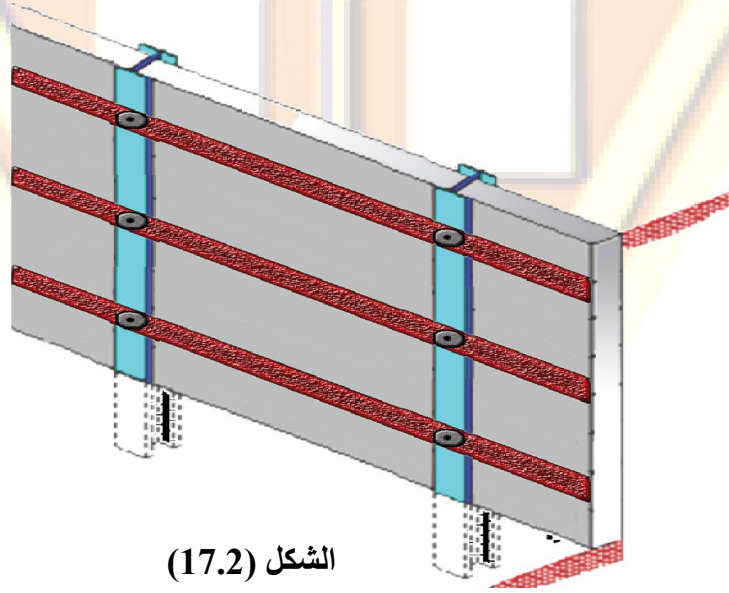
• العناصر الأفقية في جدران الإرساء المنفصلة:
بعد إنشاء العناصر الشاقولية في التربة يتم تركيب العناصر الأفقية التي تسمى (Lagging wall).

تقوم هذه العناصر بالربط بين العناصر الشاقولية، حيث تتلقى قوى الضغط من التربة وتنقلها إليها. وبدورها تنقل العناصر الشاقولية هذه القوى إلى الأنكورات عبر الجدران.

يمكن أن تكون هذه العناصر من المورينات الخشبية.
يتم تنفيذ العناصر الأفقية في الغالب بتباعد شاقولي كل (1 – 1.5 m)، بالتزامن مع عملية الحفر. حيث يسوى سطح التماس بين العناصر الأفقية وبين التربة لتأمين تماسك جيد بينهما بهدف ضمان نقل الحمولة.
يمكن أن تكون العناصر الأفقية من المواد الفولاذية أو البيتونية أو الخشبية على شكل مورينات (ذات مقطع مربع يتراوح طول ضلعها بين 6 cm إلى 10 cm)، وذلك بحسب التصميم.

تعتبر العناصر الأفقية الخشبية هي الأكثر استخداماً نظراً لسهولة نقلها وحملها وتركيبها وقطعها بأطوال تلائم الفراغ بين العناصر الشاقولية.
يشترط بشكل عام أن تكون العناصر الأفقية مقاومة للتآكل في شروط التنفيذ المحيطة.

يبين الشكل (17.2) العناصر الشاقولية والعناصر الأفقية.



الشكل (17.2)

2.5.2 مراحل إنشاء جدران الإرساء:

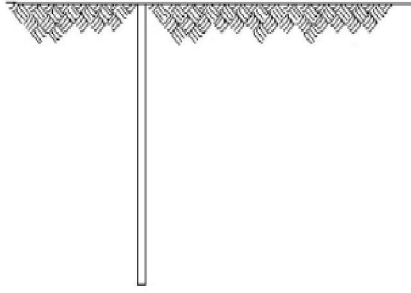
Construction Sequence of Anchored wall

من أجل إنشاء العناصر الأفقية في جدران الإرساء يبدأ الحفر من الأعلى إلى الأسفل، ويتوقف عند الوصول إلى منسوب حوالي (0.6 m) أسفل آخر أنكور.

بعد إنشاء العناصر الأفقية يتم تنفيذ الأنكورات مع تزايد العمق لربط العناصر الشاقولية بنفس الطريقة التي تم شرحها أعلاه. وخلال ذلك يتم وضع أنظمة الصرف المقررة للتخلص من المياه خلف الجدار.

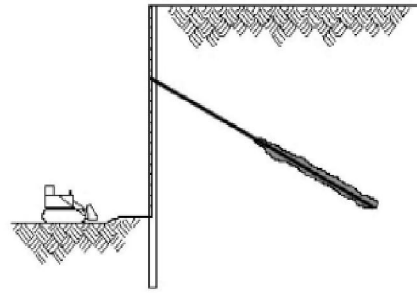
أثناء تنفيذ الصف الأول من الأنكورات وبعد وصول المونة الإسمنتية في الثقوب المحفورة إلى المقاومة الدنيا يتم إجراء اختبارات التحميل على أنكورات مختارة للتجربة. وبعدها يستمر الحفر وتركيب العناصر الأفقية حتى الوصول إلى العمق المطلوب.

حيث يبين الشكل (18.2) رسوماً تخطيطية للمراحل العامة لإنشاء جدران الإرساء، كما يبين الشكل (19.2) نماذج عن استخدامات جدران الإرساء.



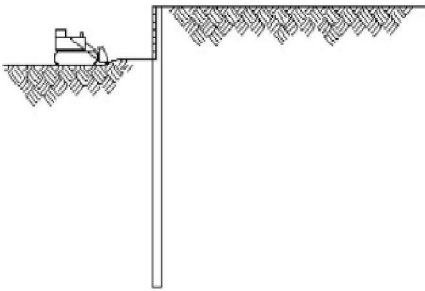
STEP 1: Install soldier beam

المرحلة 1: تركيب العناصر الشاقولية



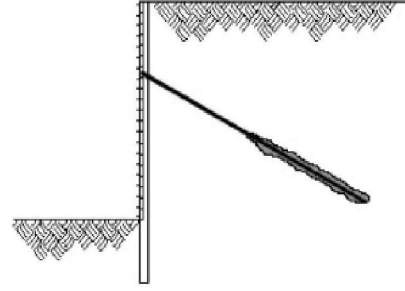
STEP 4: Complete excavation

المرحلة 4: إنهاء أعمال الحفر.



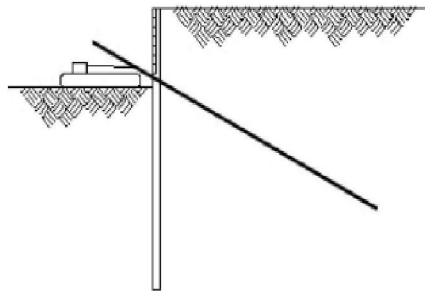
STEP 2: Excavate and install lagging

المرحلة 2: الحفر وتركيب العناصر الأفقية



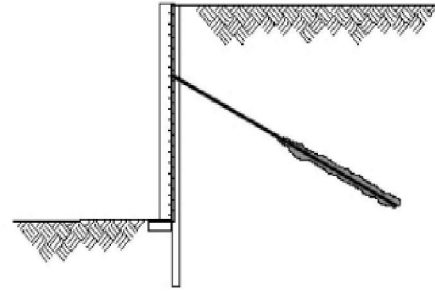
STEP 5: Install headed studs and prefabricated drainage

المرحلة 5: إغلاق الأنكورات وتركيب المصارف.



المرحلة 3: تنفيذ الأنكورات واختبارها.

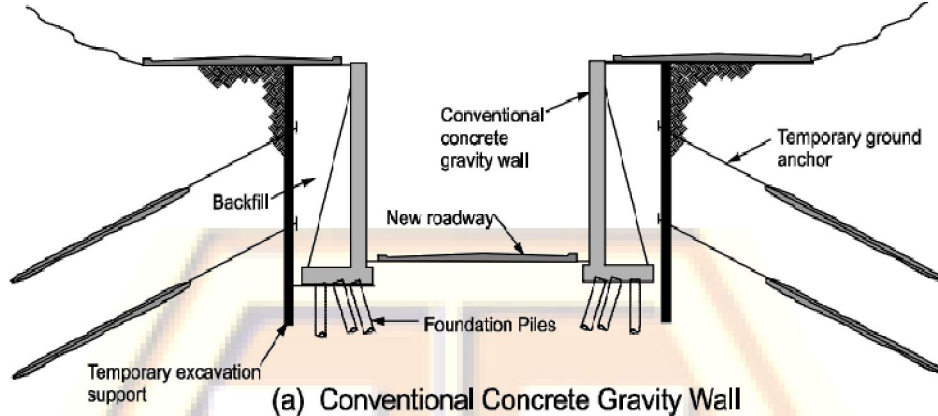
STEP 3: Install and test ground anchor



المرحلة 6: حقن المونة وإنهاء العمل.

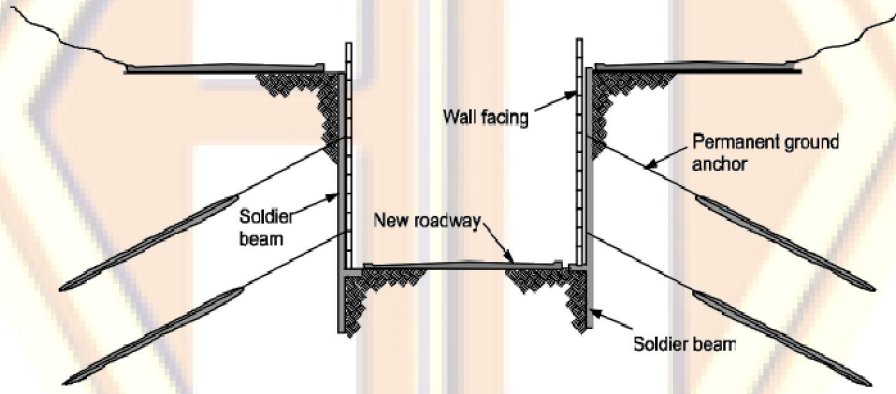
STEP 6: Pour cast-in-place facing

الشكل (18.2) مراحل تنفيذ الأنكورات.



(a) Conventional Concrete Gravity Wall

(a) الجدران البيتونية الثقيلة التقليدية.



(b) Permanent Anchored Soldier Beam and Lagging Wall

(b) عناصر شاقولية وأفقية دائمة لجدران الإرساء.

الشكل (19.2) بعض استخدامات جدران الإرساء.

6.2 نماذج صناعية من الأنكورات وتجهيزاتها:

Industrial Anchors and equipments Types

بالإضافة لما ذكر في الفقرة (3.2) من هذا الفصل، هناك نماذج متعددة للشركات المصنعة للأنكورات بحسب المكان الذي ستنفذ فيه. وتبين الفقرات التالية بعض هذه النماذج.

1.6.2 الأنكورات التي تنفذ في التربة الصخرية:

Rock Anchors

1.1.2.6 مكونات الأنكورات الصخرية:

تصمم هذه الأنكورات لنقل القوى إلى التربة حيث يثبت رأس الأنكور ضمن الصخر. وتتألف (كبقيّة الأنواع) من الرأس والجزء الحر والجزء المحقون أو الأساس، ويبين الشكل (20.2) أهم تفاصيل هذا النوع. تكون هذه الأنواع من الأنكورات مقاومة للتآكل لمدة عامين كحد أقصى. لأنها تستخدم بشكل عام كعناصر تثبيت مؤقتة.

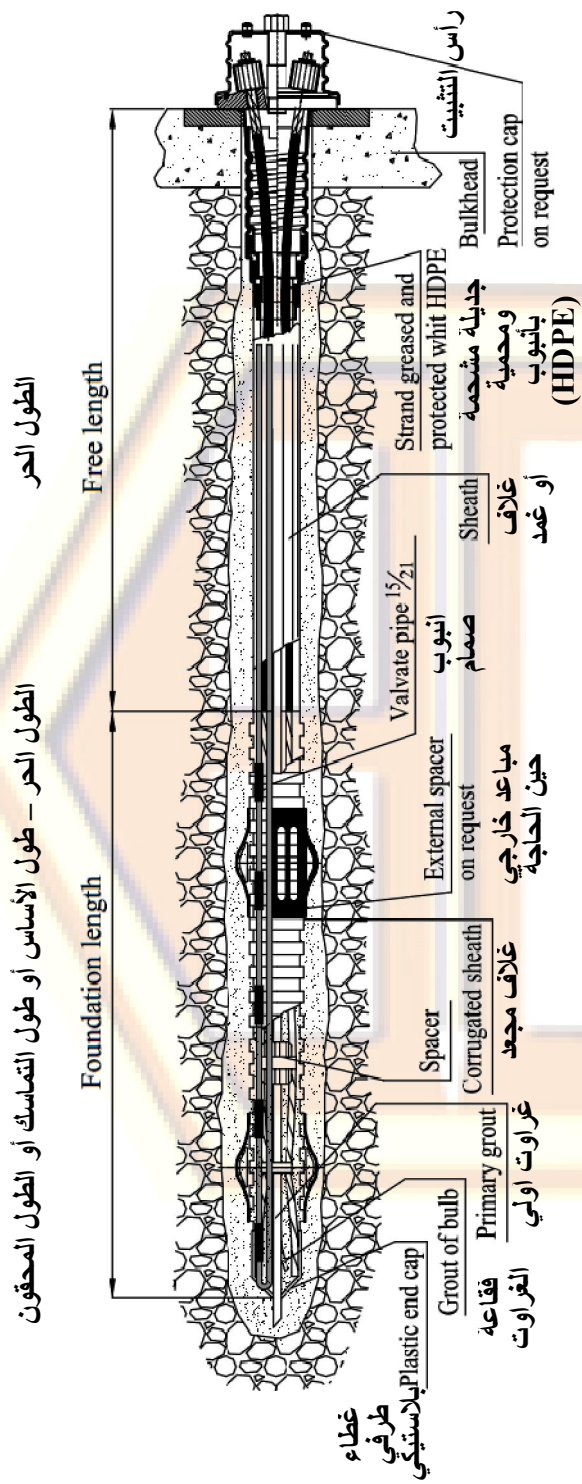
تقسم الأنكورات الصخرية إلى ثلاثة نماذج هي:

- الأنكورات المراقبة (Monitored with cell).

- الأنكورات القابلة لإعادة الحقن (Re-grout).

- الأنكورات القابلة للإزالة (Removable).

من أهم أنواع الأنكورات الصخرية التجارية المصنعة بحسب المعايير الإيطالية والنورم الأوروبي (EURO NORM EN 1537-2002 Paragraph 6.9.2) ما يلي:



(HDPE) هو أنبوب من البولي إيثيلين عالي الكثافة يصنع من المنتجات النفطية، واختصار لعبارة (High Density Poly Ethylene)

الشكل (20.2)

1. النوع (PR- 00) - temporary rock anchorage with free part singularly protected with grease and H.D.P.E.
الأنكورات الصخرية المؤقتة مع جزء أو طول حر وحماية مفردة مع تشحيم وغلاف أو غمد من البولي إيثيلين عالي الكثافة (H.D.P.E.).

2. النوع (PR- 01) - مشابه للنوع السابق.

3. النوع (PR- 04) - temporary rock anchorage with central valvate part for selective re-grout
الأنكورات الصخرية المؤقتة مع جزء صمامي مركزي لإعادة حقن الروبة.

4. النوع (PR- 05) - permanent rock anchorage with re-grout valves, selectively on the bulb
الأنكورات الصخرية الدائمة مع جزء صمامي لإعادة حقن الروبة عبر انتفاخ أو توسع.

5. النوع (PR- 08) - permanent rock anchorage with re-grout valves, selectively on the bulb
الأنكورات الصخرية الدائمة مع صمام بشكل (U) لإعادة حقن الروبة عبر انتفاخ أو توسع.

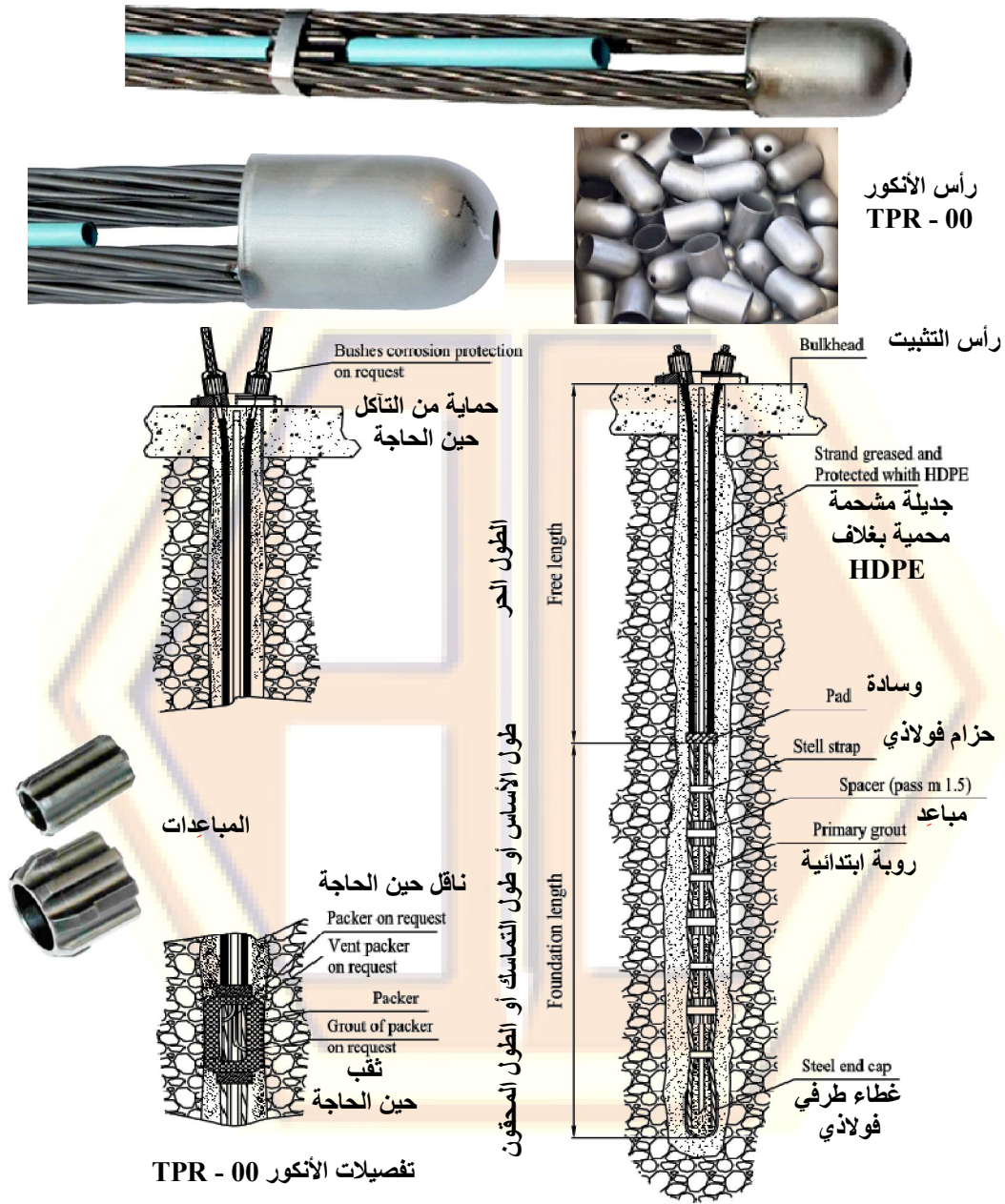
6. النوع (PR- 09) - permanent rock anchorage- dielectric
الأنكورات الصخرية الدائمة مع عازل.

7. النوع (PR- 10) - temporary rock anchorage - removable
الأنكورات الصخرية القابلة للإزالة.

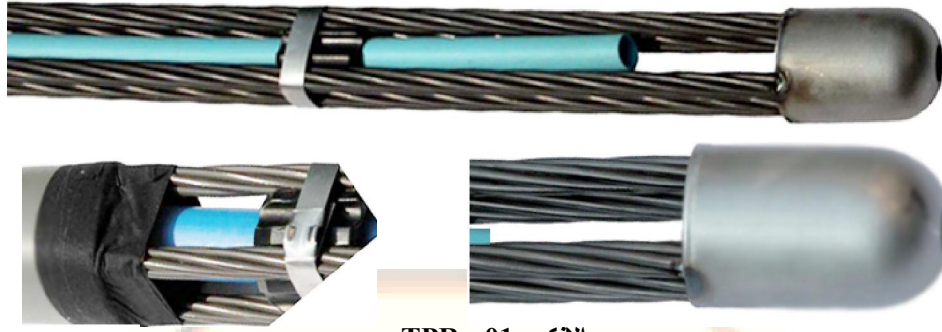
8. الأنواع (PR- 11 , PR- 12) - مشابهة للنوع السابق.
تبيين مجموعة الأشكال التالية نماذج عن هذه الأنكورات السابقة وتفصيلاتها ومقاطعها، حيث يتم توصيف الحماية لهذه الأنكورات وفق (prospect 2 of EURO NORM EN 1537-2002).



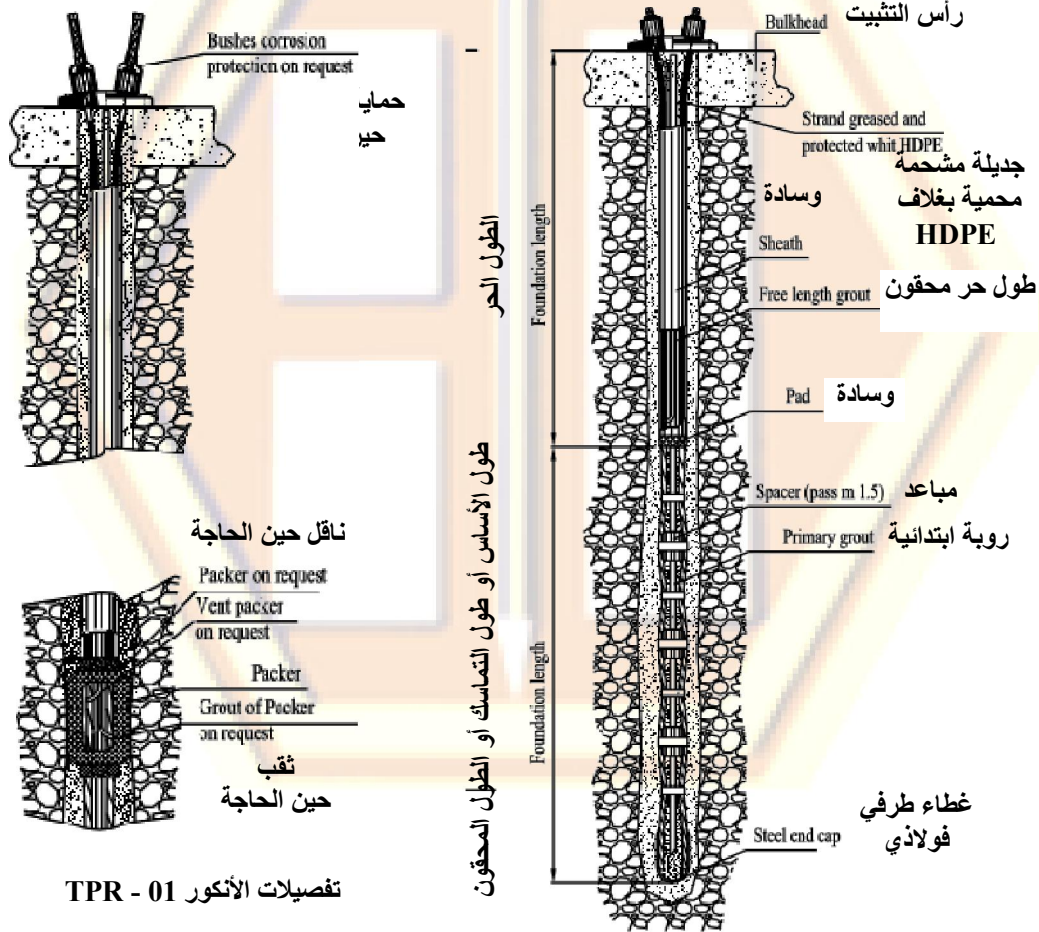
الشكل (21.2)



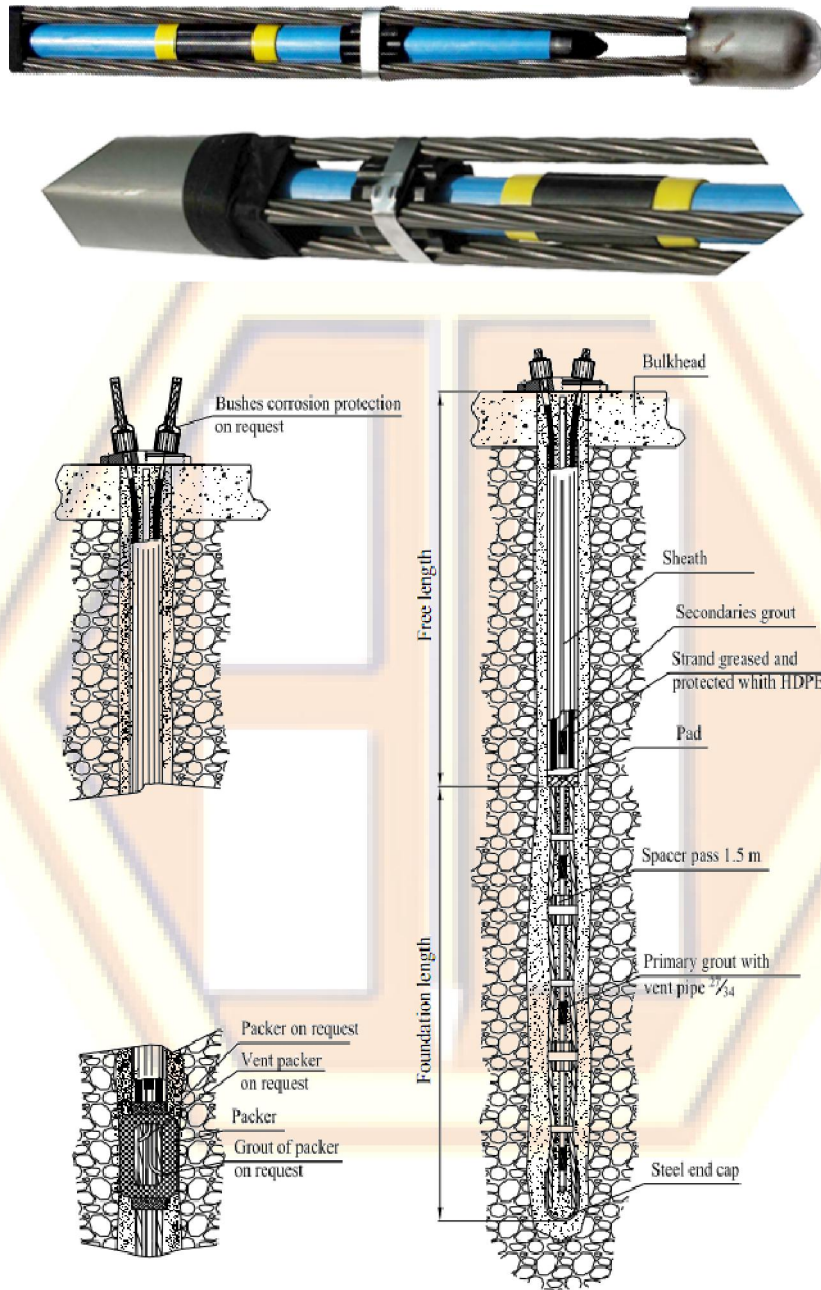
الشكل (22.2) نموذج الأنكورات الصخرية المؤقتة من نوع TPR-00



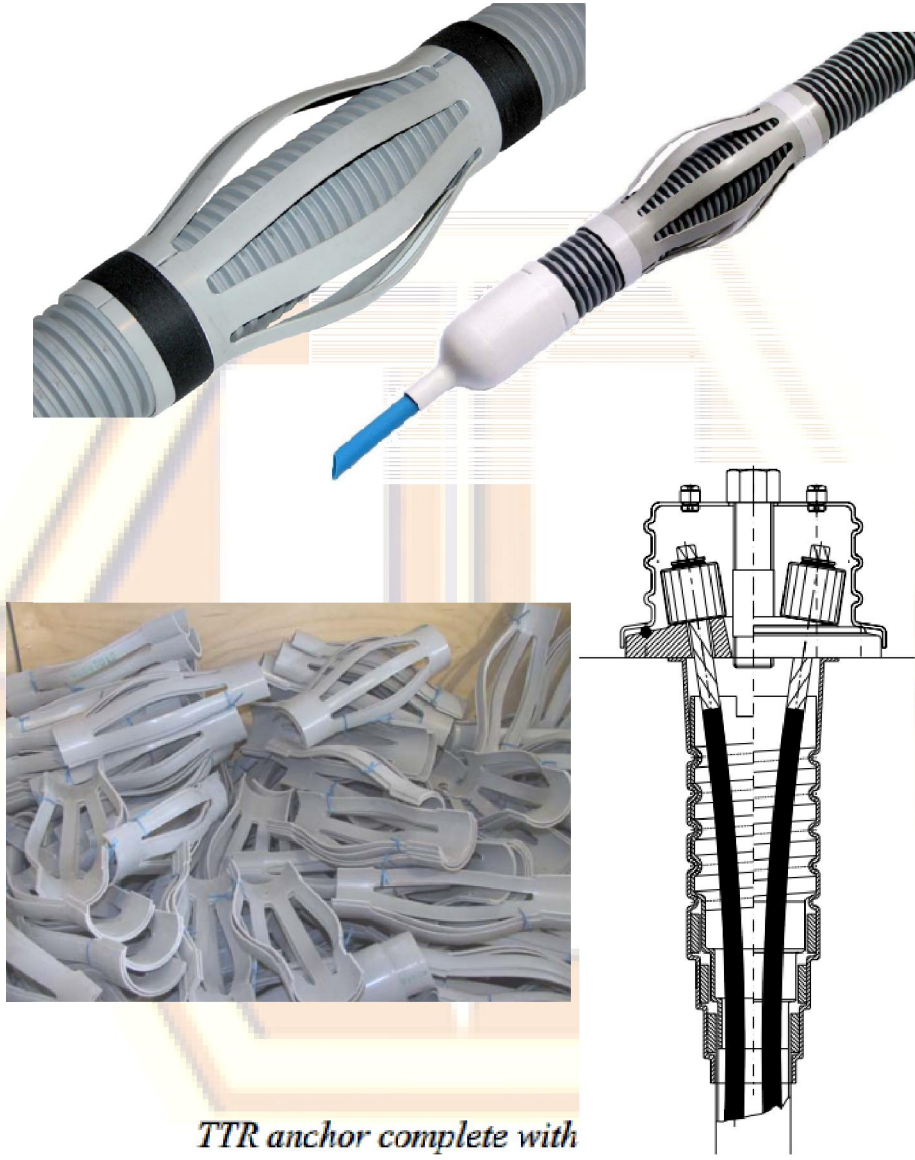
الانكور 01 - TPR



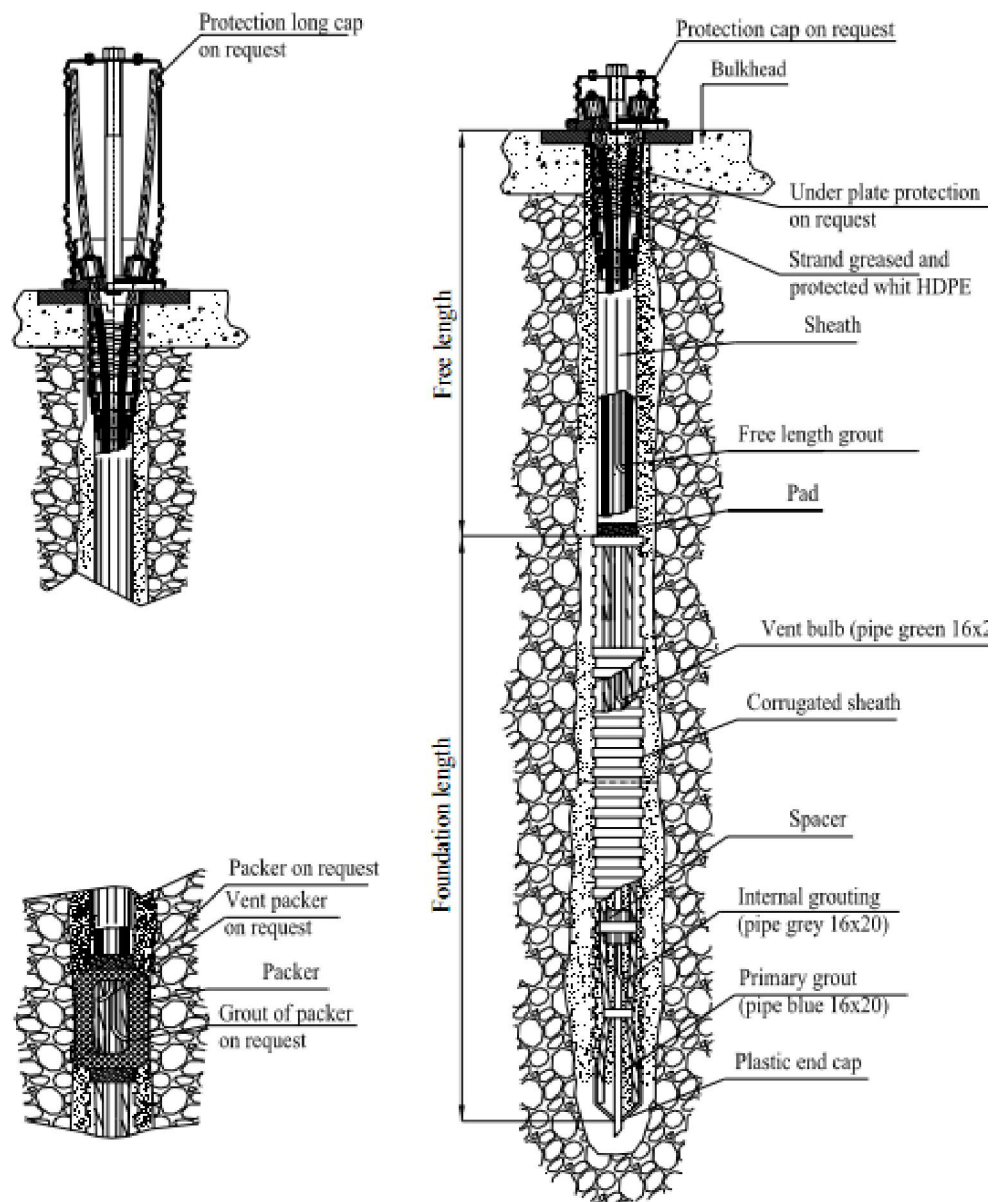
الشكل (23.2) نموذج الأنكورات الصخرية المؤقتة من نوع TPR-01



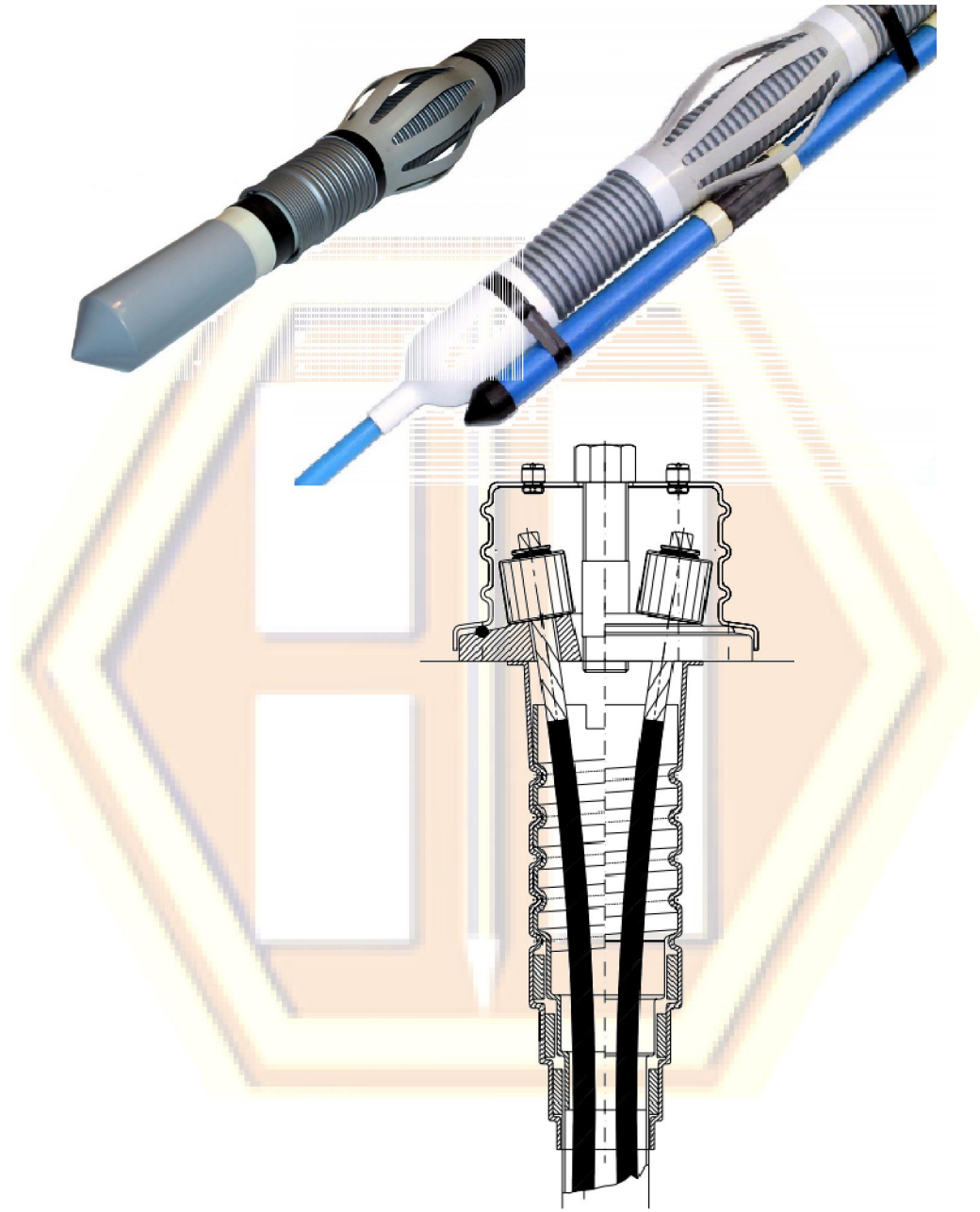
الشكل (24.2) نموذج الأنكورات الصخرية المؤقتة من نوع TPR- 04



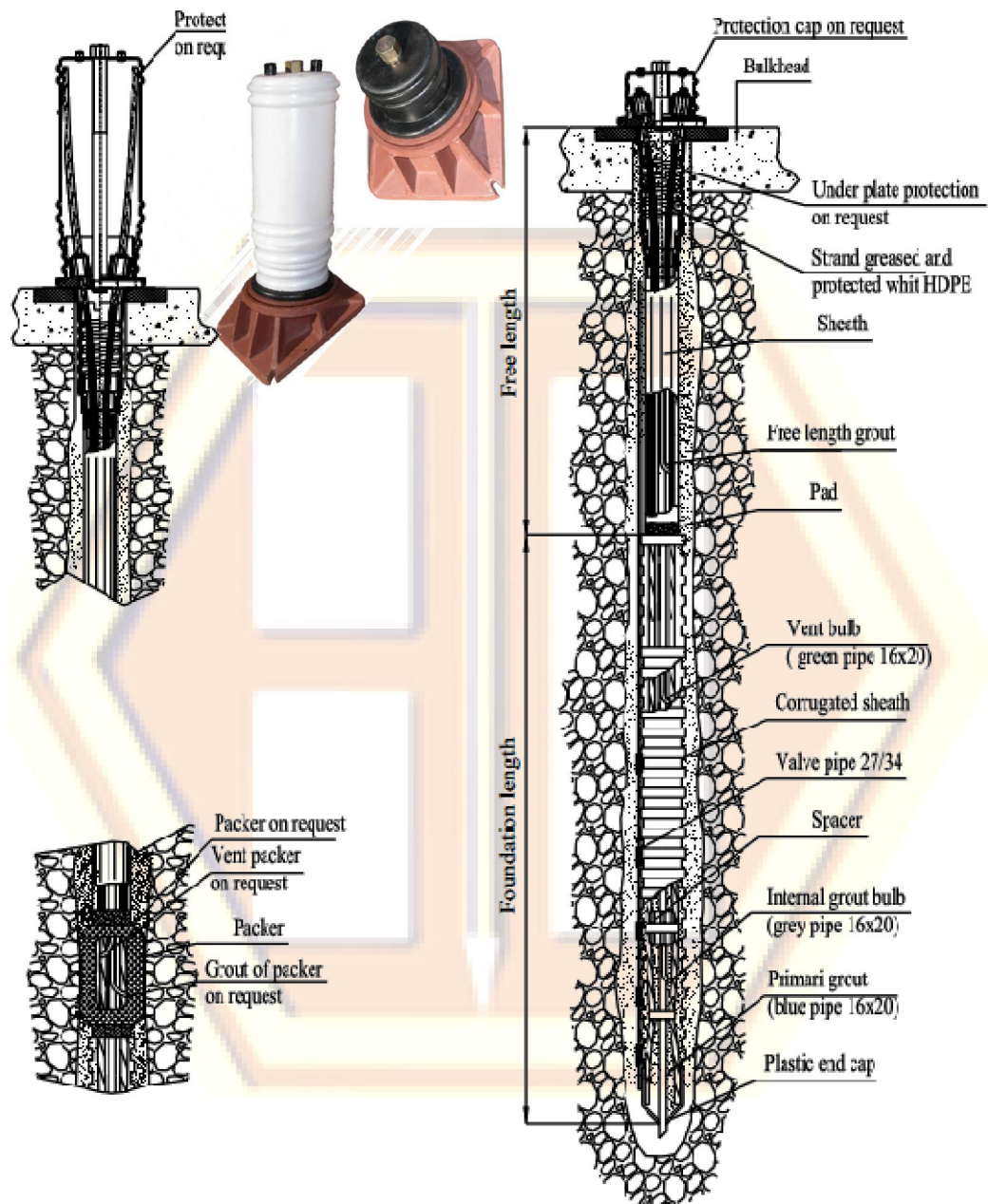
الشكل (25.2) نموذج الأنكورات الصخرية الدائمة من نوع TPR- 02



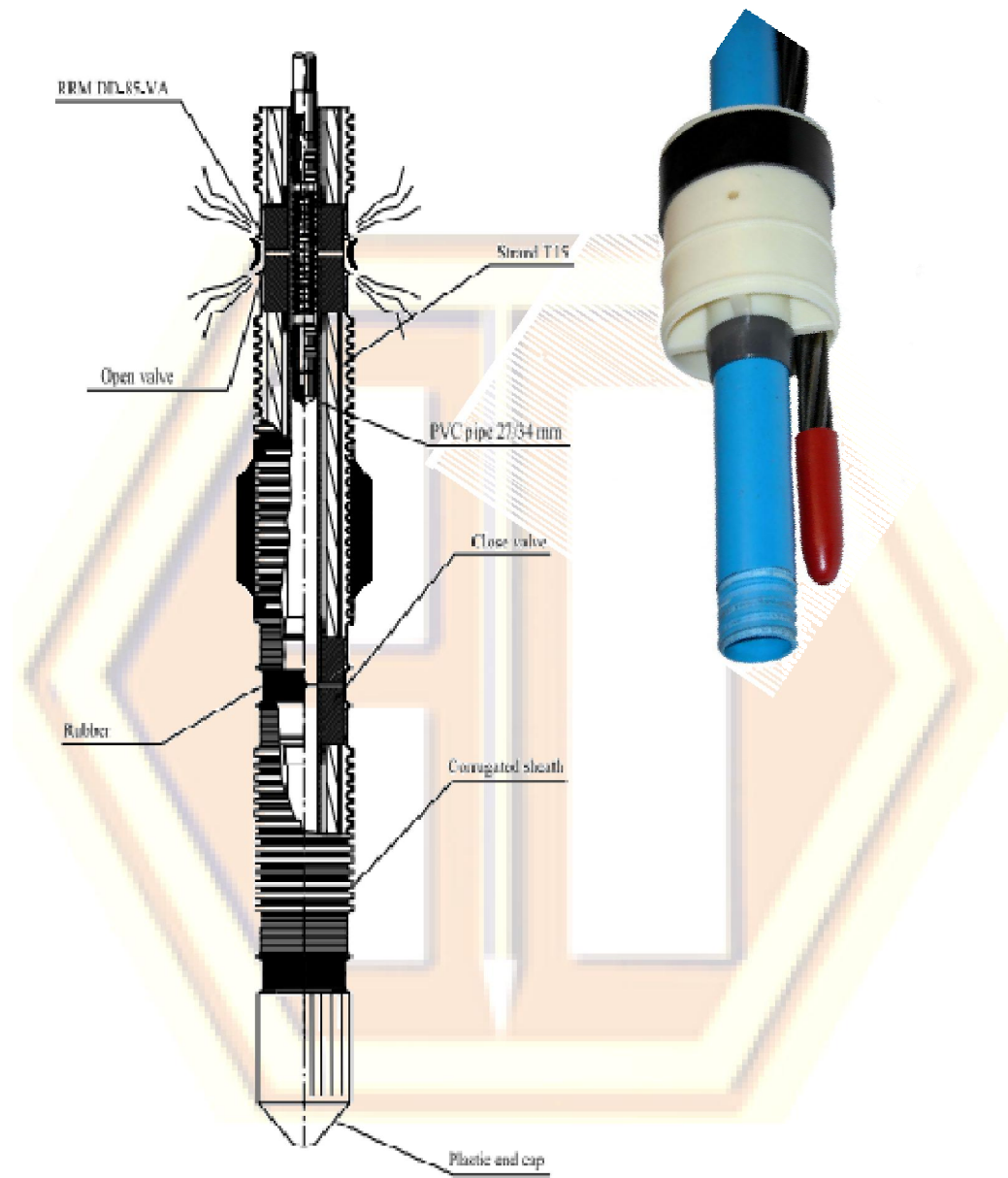
الشكل (26.2) مقطع في الأنكورات الصخرية الدائمة من نوع TPR- 02



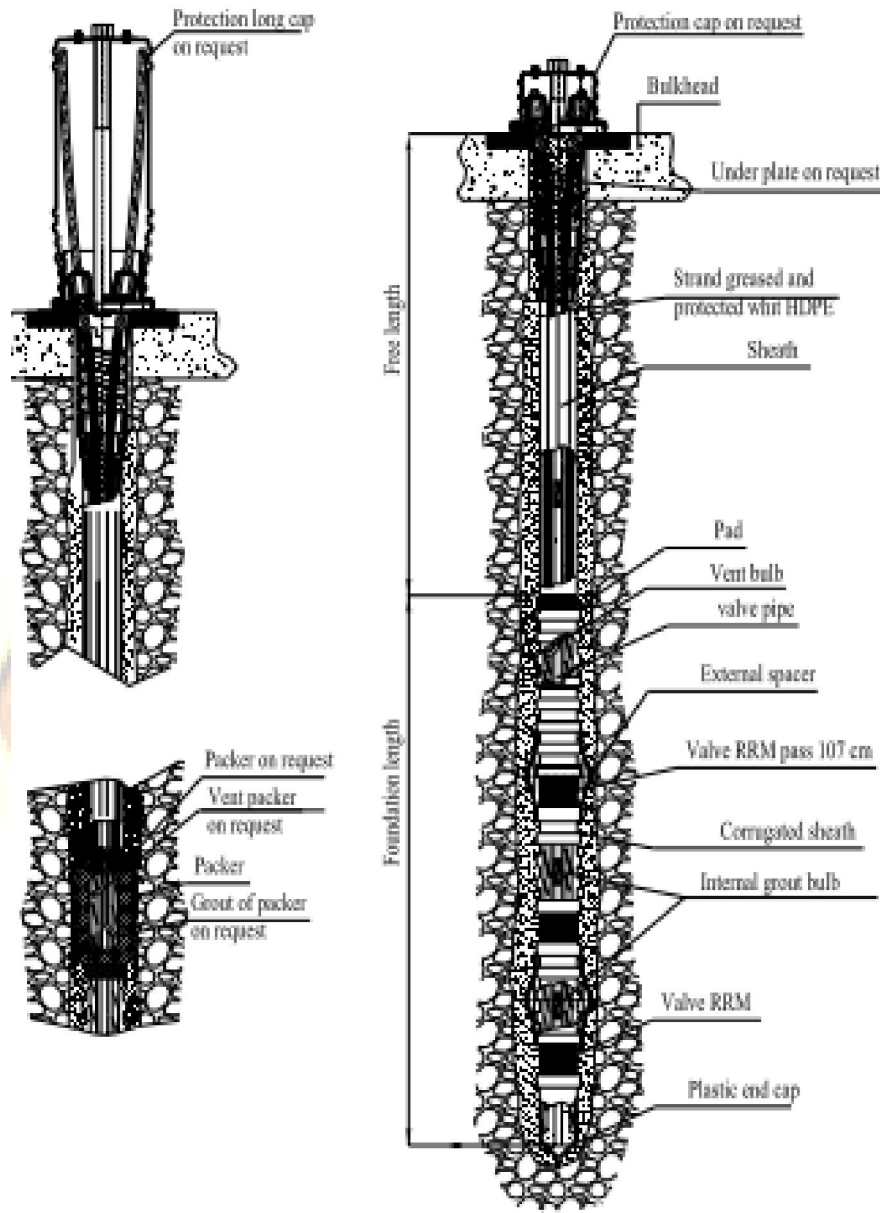
الشكل (27.2) نموذج الأنكورات الصخرية الدائمة من نوع TPR- 02SP



الشكل (28.2) مقطع في الأنكورات الصخرية الدائمة من نوع TPR- 02SP

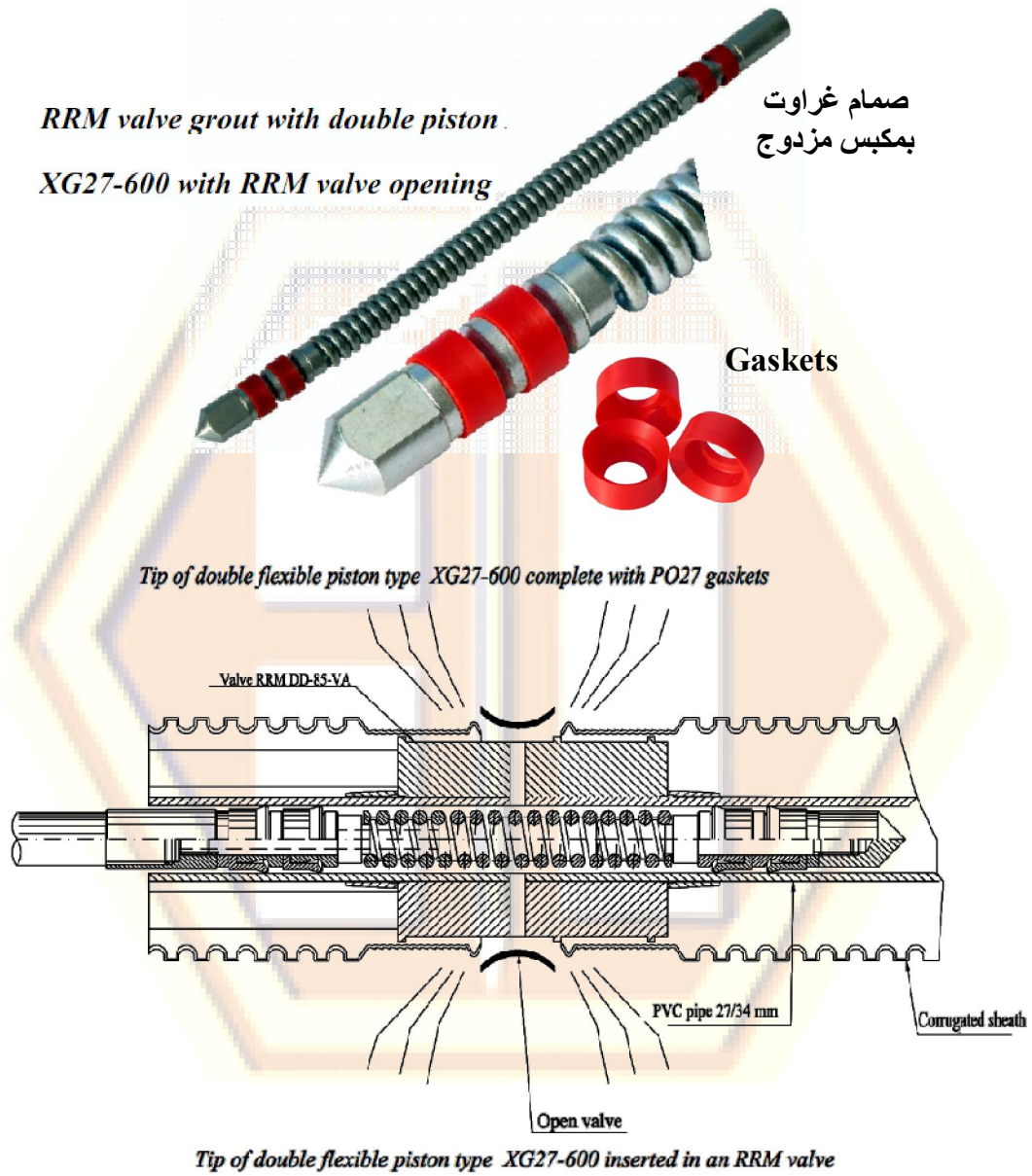


الشكل (29.2) نموذج الأنكورات الصخرية الدائمة من نوع TPR- 05

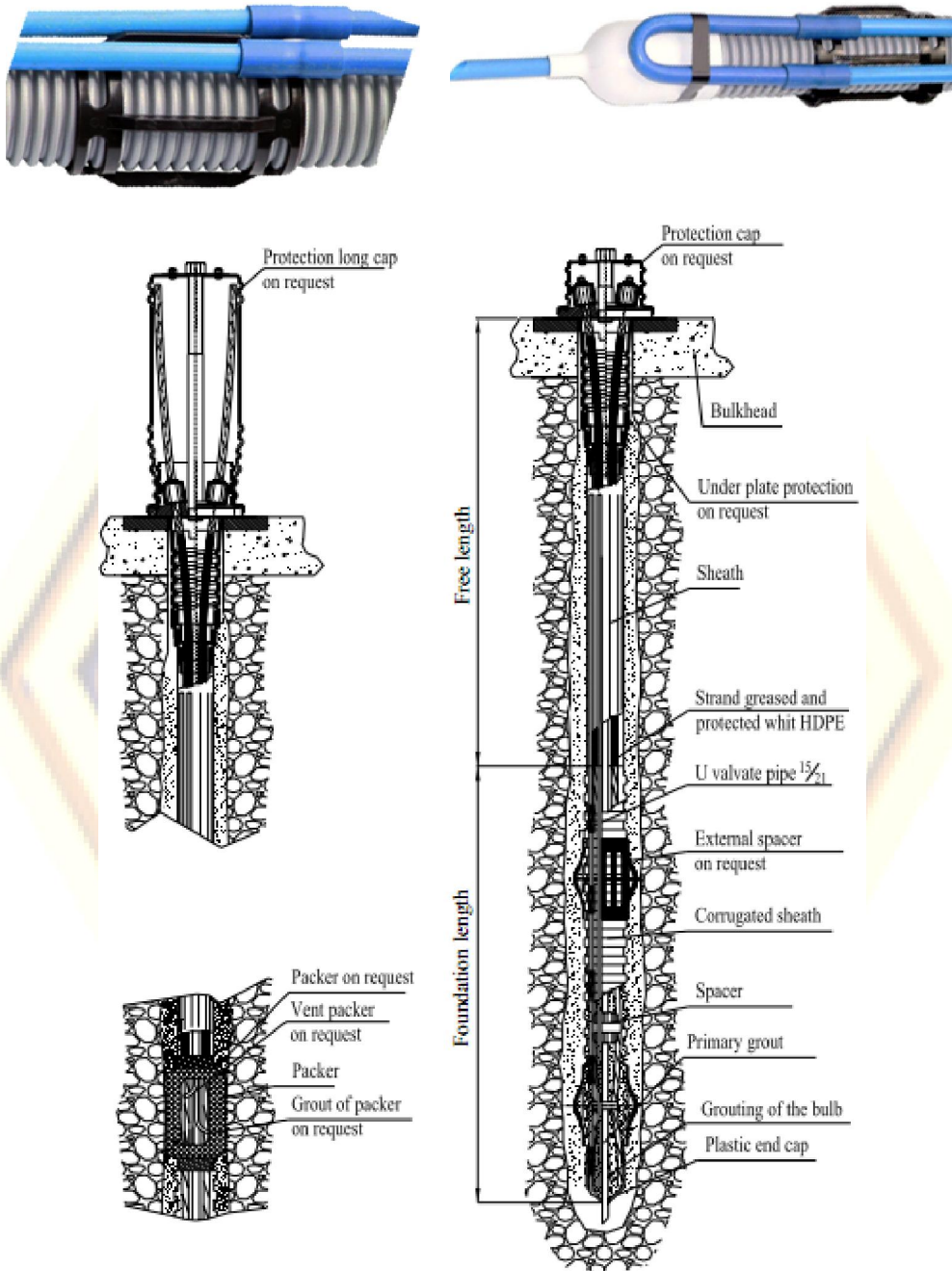


الشكل (30.2) مقطع في الأنكورات الصخرية الدائمة من نوع TPR- 05

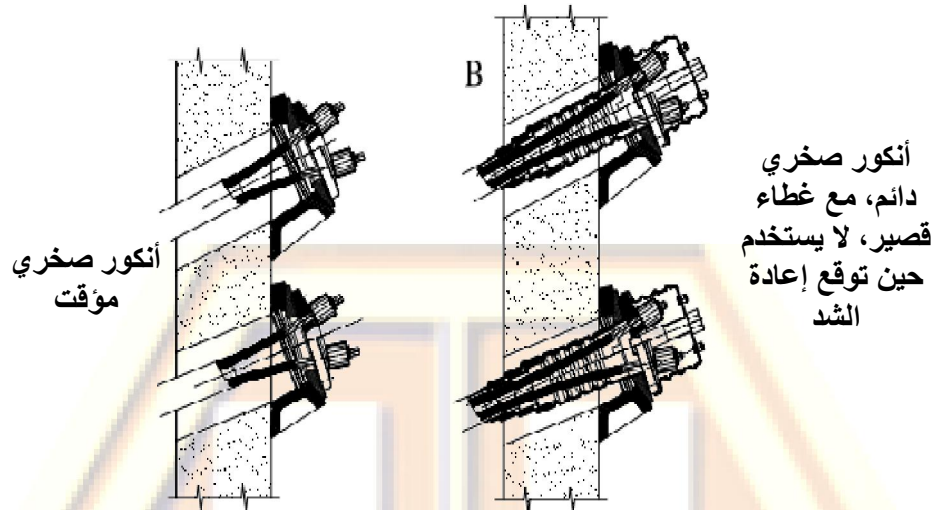
2.1.2.6 بعض تجهيزات الأنكورات الصخرية:



الشكل (31.2)

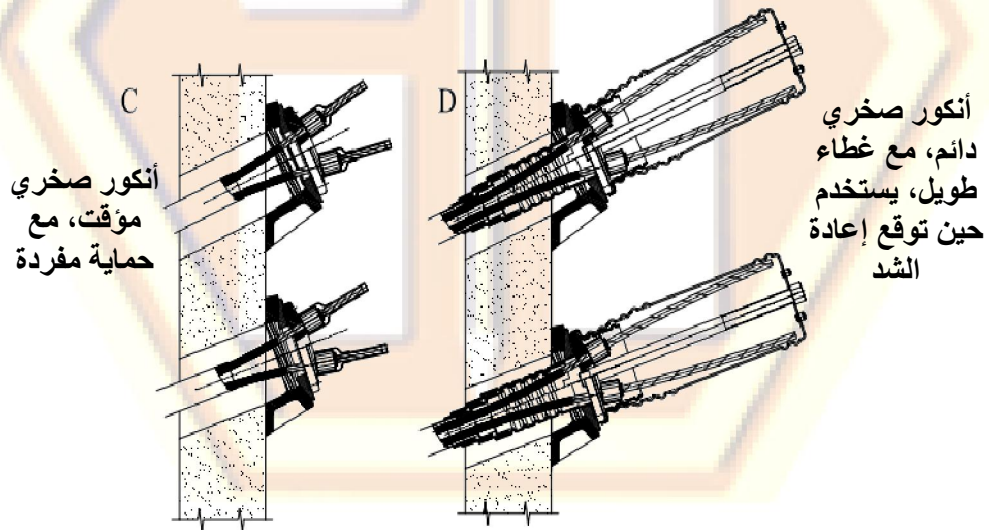


الشكل (32.2) مقطع في الأنكورات الصخرية الدائمة من نوع TPR- 08



A = anchors for temporary rock anchorage,

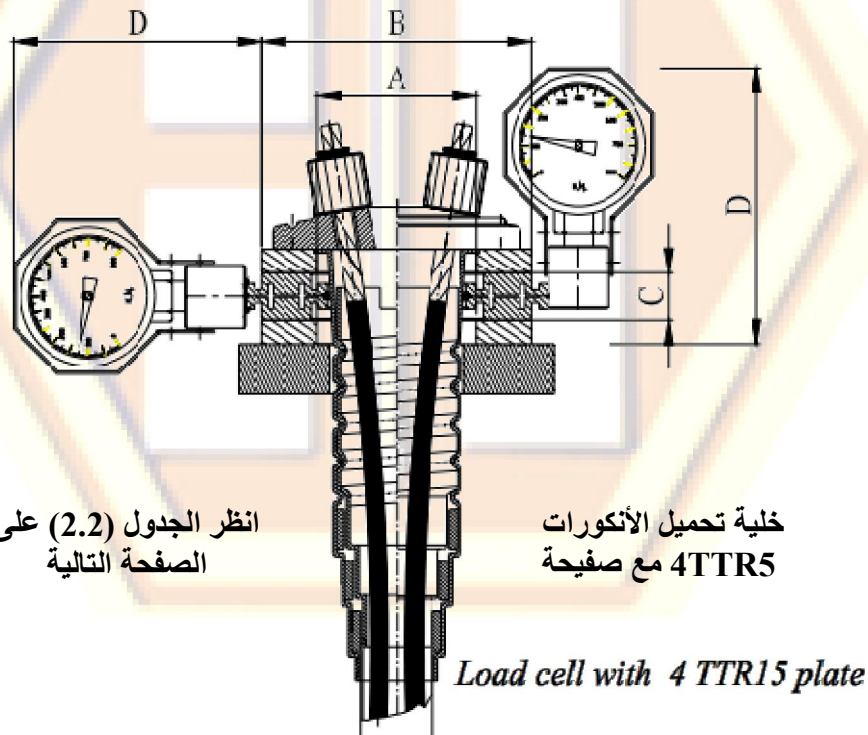
B = anchors for permanent rock anchorage not for re-tensioning, with short Cap,



C = anchors for temporary rock anchorage with single anchor protection,

D = anchors for permanent rock anchorage where re-tensioning is foreseen and long Cap.

الشكل (33.2) نماذج لتركيب الأنكورات



الشكل (34.2) نموذج لنظام الشد في الأنكورات وفق النورم الأوروبي.

Capacity (KN)	Model	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	Precision	Overload	Material	Unitary weight (g.)
500	DI-500KN	70	165	40	195	+/- 1% F.S.	120 %	AISI 304	4,5
750	DI-750KN	90	205	40	195	+/- 1% F.S.	120 %	AISI 304	5,5
1000	DI-1000KN	110	230	40	195	+/- 1% F.S.	120 %	AISI 304	7,5
1000	DI-1000SKN	135	250	40	195	+/- 1% F.S.	120 %	AISI 304	7,5
1500	DI-1500KN	160	300	40	195	+/- 1% F.S.	120 %	AISI 304	10
2500	DI-2500KN	180	360	40	195	+/- 1% F.S.	120 %	AISI 304	16
2500	DI-2500SKN	220	380	40	195	+/- 1% F.S.	120 %	AISI 304	16

Subject to modification

More information available on request

62

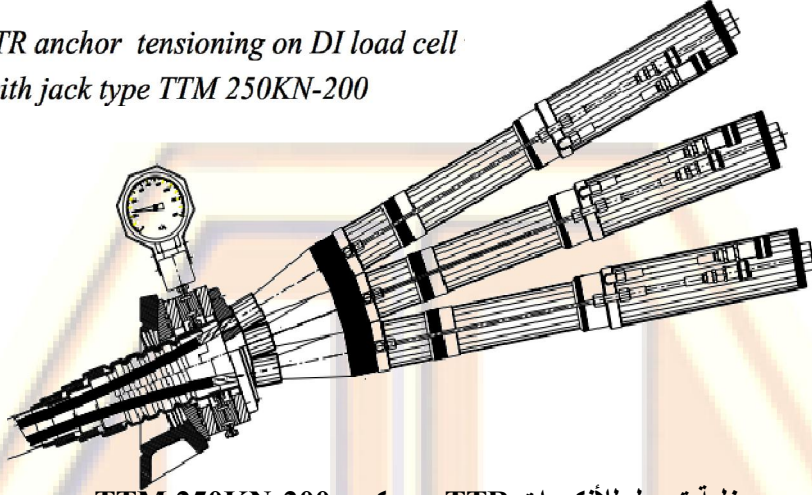
Anchor	Cell type	Cell load (KN)	Max. cell load (KN)	Strand ext. diam. (mm)
2TTR15	DI-1000KN	1.000	1.200	102
3TTR15	DI-1000KN	1.000	1.200	102
4TTR15	DI-1000KN	1.000	1.200	102
5TTR15	DI-1500KN	1.500	1.800	113
6TTR15	DI-1500KN	1.500	1.800	125
7TTR15	DI-1500KN	1.500	1.800	147
8TTR15	DI-2500KN	2.500	3.000	166
9TTR15	DI-2500SKN	2.500	3.000	193

Subject to modification

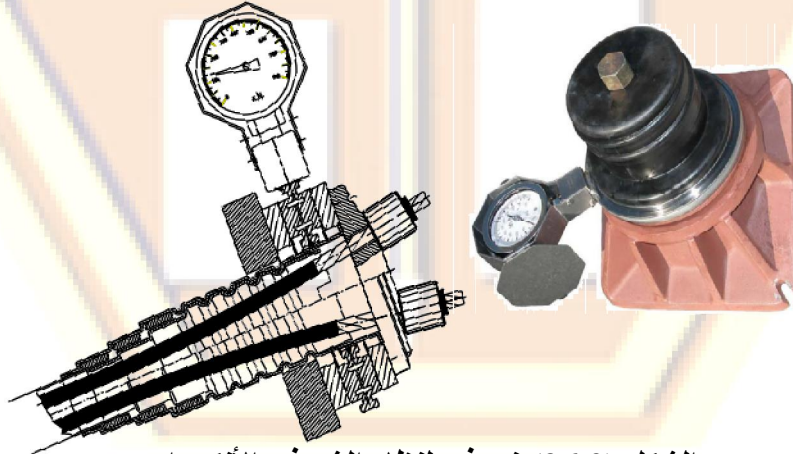
More information available on request

الجدول (2.2) الخاص بالشكل (35.2).

*TTR anchor tensioning on DI load cell
with jack type TTM 250KN-200*



خلية تحميل للأنكورات TTR مع مكبس TTM 250KN-200
TTR anchor tensioning on DI load cell with jack type TTM 250KN-200



الشكل (36.2) نموذج لنظام الشد في الأنكورات.

ملاحظة أخيرة:

هناك العديد من النماذج ومن القطع التفصيلية الأخرى للأنكورات تختلف باختلاف الشركة المصنعة.

الفصل الثالث...

المبادئ الأساسية لتصميم أنظمة الأنكورات

Basic Principle of Anchored System Design

1.3 متطلبات التصميم: Design Requirements

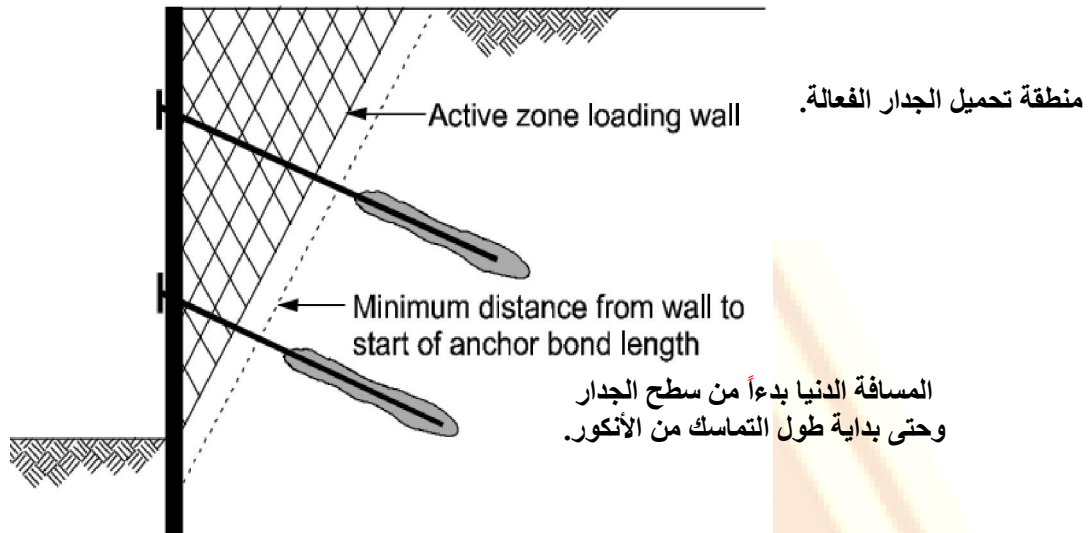
يعتمد مبدأ عمل الأنكورات الأرضية على إنشاء كتلة مستقرة ضمن التربة عبر ثقوب تدكك فيها قضبان أو كابلات فولاذية محمية من الصدأ والتآكل.

تنحصر مهمة هذه العناصر في تأمين الاستقرار عن طريق مقاومة ميكانيزمات الانهيار المحتملة في جدران الإرساء نتيجة حركة تربة المنحدر أو جوانب الحفرية.

يجب أن يضمن تصميم الأنكورات ما يلي:

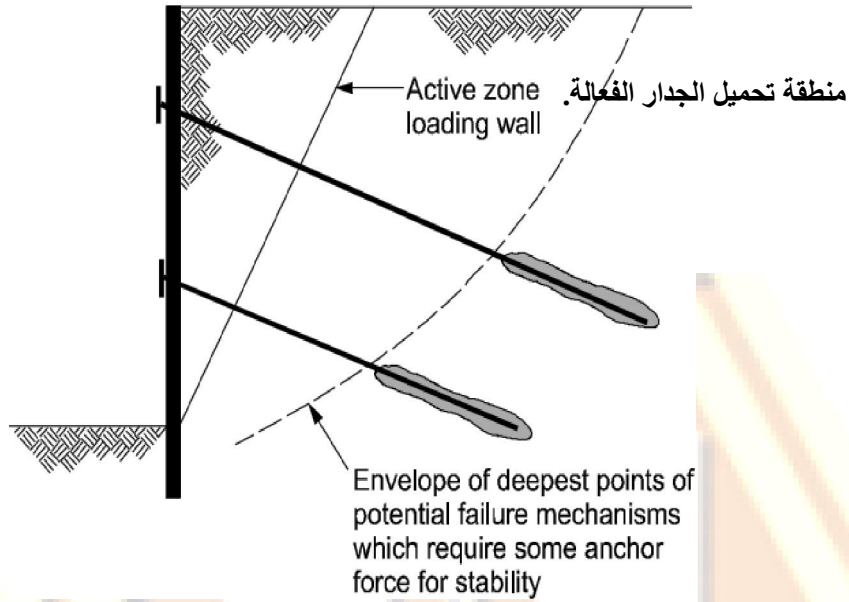
■ التحقق من أن الانتقالات المتوقعة لجدران الإرساء لا تتجاوز الحد المسموح به، بالإضافة إلى تحقيق الاعتبارات الاقتصادية في التنفيذ.

■ يجب أن يضمن تصميم الأنكورات مقاومتها للقوى التي يمكن أن تتعرض لها من ضغط التربة أو من المياه الجوفية أو من القوى الخارجية الأخرى. مع الانتباه إلى أن الأنكورات تنقل القوى إلى المنطقة المستقرة في التربة خلف كتلة التربة الفعالة كما هو موضح في الشكل (1.3).



الشكل (1.3) مساهمة الأنكورات الأرضية في استقرار الجدران.

- يحدد طول الأنكور بحيث يتقاطع طول التماسك مع سطح الانهيار الممكن تشكله خلف جدران الإرساء كما في الشكل (2.3). وبعبارة أخرى يجب أن تمتد الأنكورات في التربة إلى العمق المطلوب لمقاومة ميكانيزمات الانهيار وبدرجة مقبولة من عوامل الأمان.
- يجب أن تدعم جدران الإرساء كتلة التربة المجاورة للحفرة من خلال مقاومة قوى الشد العظمى في الأنكورات، وعزوم الانعطاف العظمى في جدران الإرساء.
- يجب أخذ ميكانيزمات الانهيار المحتملة والمبينة في الشكل (2.3) أثناء تصميم الأنكورات وجدران الإرساء.



مغلف النقاط الأعمق لميكانيزمات الانهيار المحتملة والتي تحتاج من أجل الاستقرار لبعض قوى الأنكورات.

الشكل (2.3) مساهمة الأنكورات الأرضية في استقرار الجدران.

2.3 ميكانيزمات الانهيار في أنظمة الأنكورات: Failure mechanisms of anchored systems

1.2.3 انهيار الأنكورات الأرضية:

Failure mechanisms of the ground anchor

هناك العديد من احتمالات الانهيار في الأنكورات، أهمها زيادة الحمولة الشادة على الأنكور، والتي يمكن أن تتولد بسبب حركة كتلة المنحدر إما أثناء التنفيذ أو لاحقاً بسبب وجود منشآت مجاورة.

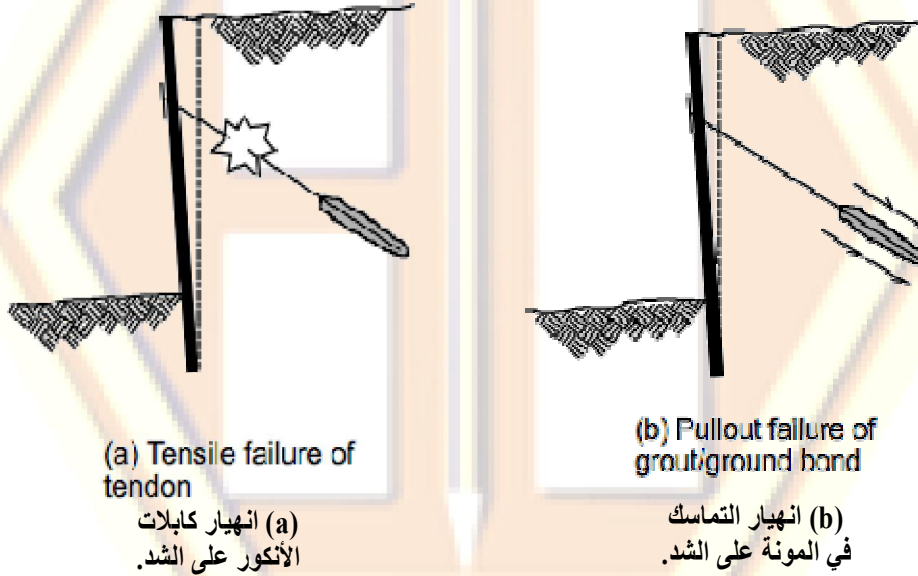
يتضمن انهيار الأنكورات الأرضية عدة أشكال من الانهيار وهي:

✓ انقطاع الشداد

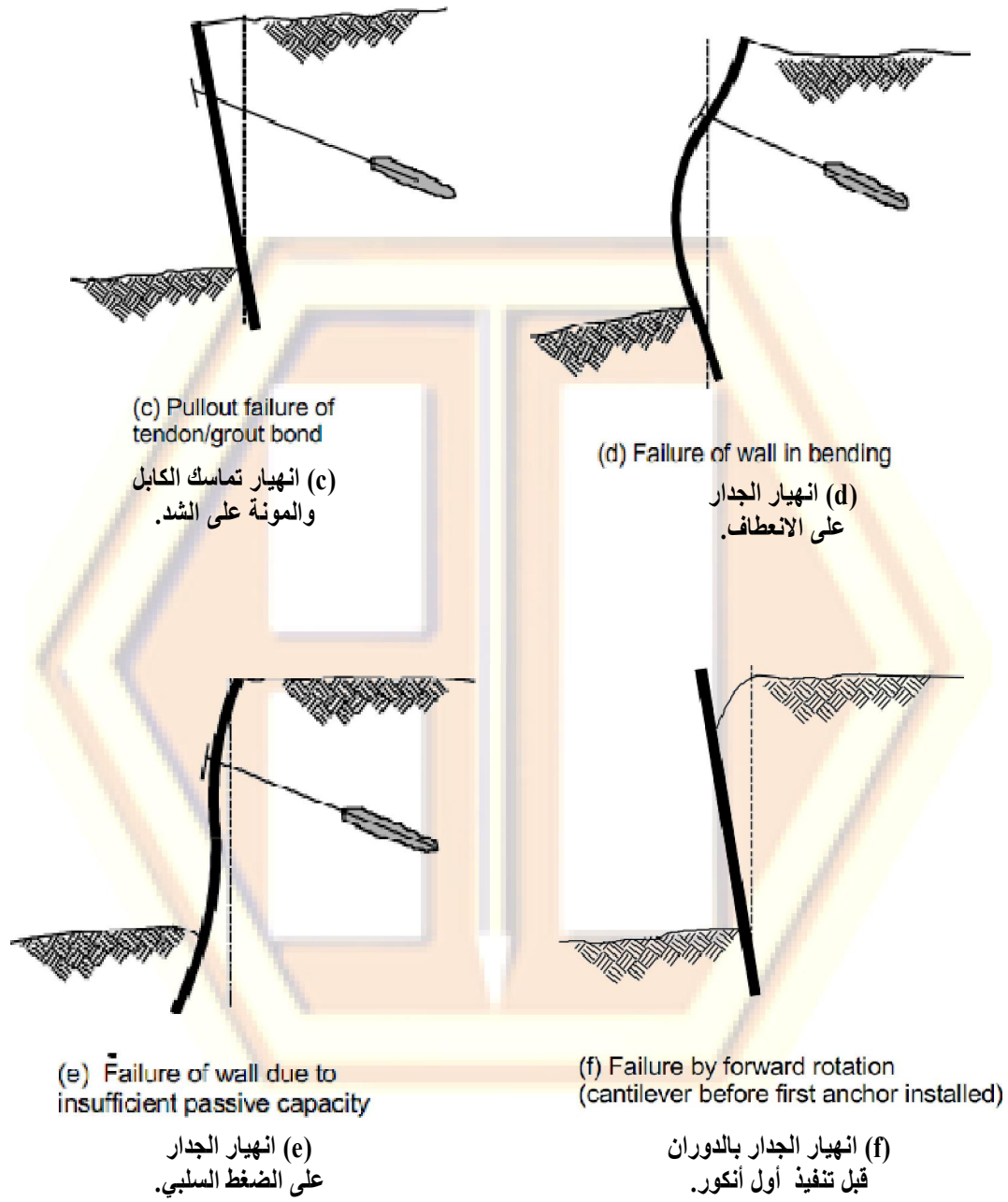
- ✓ انهيار كتلة المونة الإسمنتية
 - ✓ انهيار منطقة التماس بين المونة الإسمنتية والأرض
 - ✓ انفصال منطقة التماس بين المونة والشداد.
- توضح مجموعة الأشكال (3.3) ميكانيزمات الانهيار المحتملة، والتي يتوجب أخذها بالحسبان عند تصميم الأنكورات وجدران الإرساء.

1.1.2.3 انهيار كابلات الأنكور على الشد:

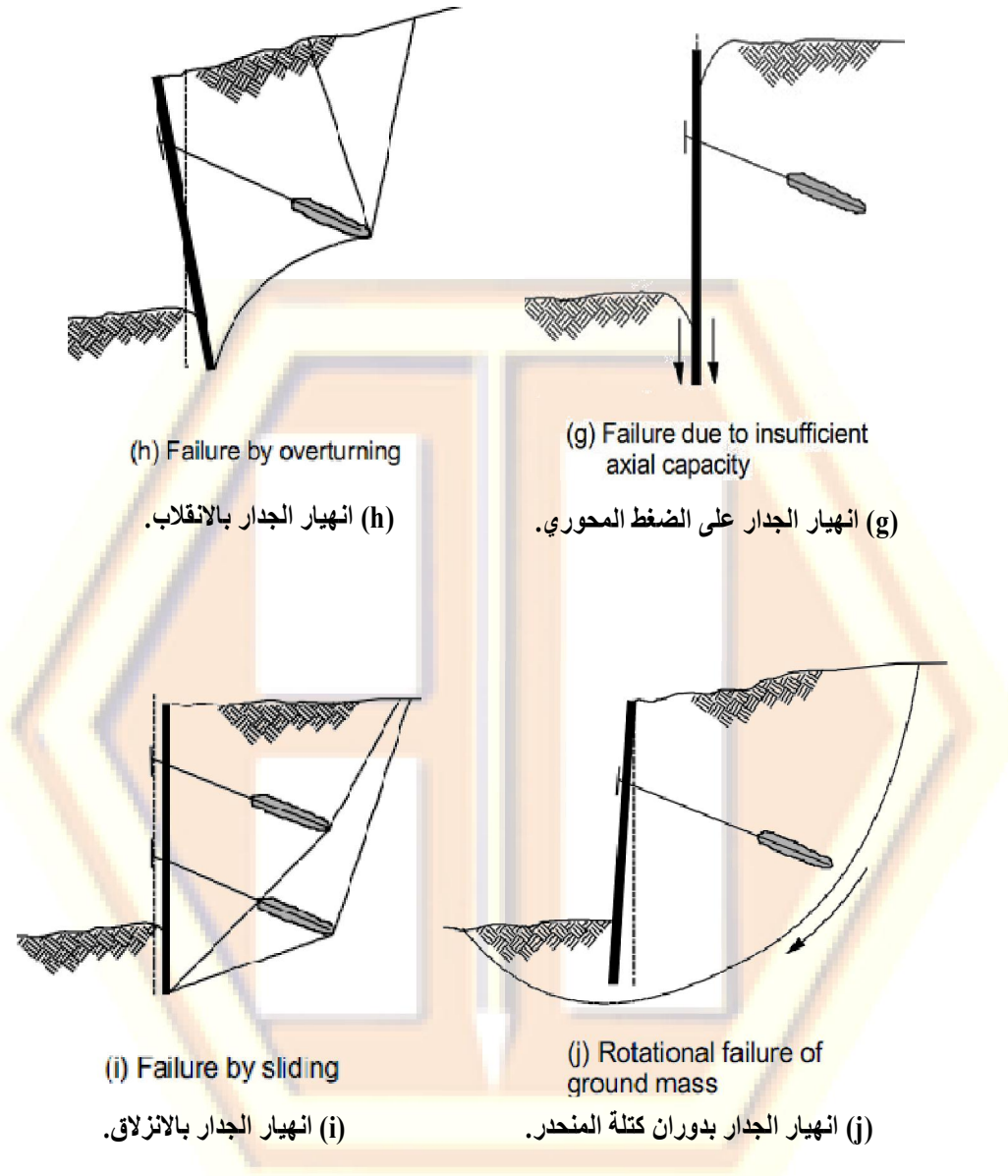
تتعرض قضبان أو كابلات تسليح الأنكور إلى إجهادات عندما يتم تحميل الأنكورات. ويحدث الانهيار إذا زادت هذه الإجهادات عن قدرة تحمل الشداد كما في الشكل (a - 3.3). لذلك يجب أثناء التصميم ضمان التحقق مما يلي:



الشكل (3.3) ميكانيزمات الانهيار المحتملة في جدران الإرساء.



تتمة الشكل (3.3) ميكانيزمات الانهيار المحتملة في جدران الإرساء.



تتمة الشكل (3.3) ميكانيزمات الانهيار المحتملة في جدران الإرساء.

- ألا تزيد قوى الشد في قضبان أو كابلات التسليح في مرحلة الاستثمار، عن (60 %) من مقاومة الشد الدنيا فيها.

- ألا تزيد قوى الشد في قضبان أو كابلات التسليح أثناء تجارب التحميل في مرحلة التنفيذ، عن (80 %) من مقاومة الشد الدنيا فيها.

2.1.2.3 انهيار التماسك في كتلة المونة الإسمنتية على الشد:

يحدث الانهيار في كتلة المونة الإسمنتية بسبب فقدان التماسك نتيجة الشد، ويكون ذلك بسبب الحمولات المنقولة من الأنكور وليس من الحمولات الخارجية (كما في الحالة السابقة) كما في الشكل (b - 3.3)، وينتج انهيار كتلة المونة في حال الأنكورات السطحية أو القريبة من سطح التربة، عن ارتفاع كتلة التربة أمام طول التماسك للأنكورات، ويتبع ذلك سحب لمنطقة التماسك.

أما في الأنكورات المرساة في الصخور فيختلف الانهيار بحسب طبيعة الصخر. ففي الصخور الصلبة يكون الفشل وفق مخروط انهيار يمتد بزاوية (45°). وفي الصخور الهشة أو المتشققة فيختلف مخروط الانهيار بحسب اتجاه التشققات في الصخر.

3.1.2.3 انهيار منطقة التماس بين المونة الإسمنتية والتربة:

تقوم الأنكورات بنقل الحمولات عبر قضبان أو كابلات التسليح إلى كتلة المونة الإسمنتية. والتي تنقلها بدورها إلى التربة بواسطة التماسك بينها وبين التربة المحيطة. وتعتمد قيمة هذا التماسك على مقدار قوى الاحتكاك المتولدة بينهما.

تتزايد قوى الاحتكاك تدريجياً مع زيادة الحمولات في الأنكورات. ويتولد عن ذلك تزايد في الإجهادات بين كتلة المونة الإسمنتية والتربة المحيطة، حتى الوصول إلى المرحلة الحدية التي تؤدي إلى الانفصال بينهما.

يبين الجدول (2.3) العوامل المؤثرة على نقل الإجهادات وعلى مقاومة التماسك بين المونة الإسمنتية والتربة بحسب نوع الأخيرة. وذلك في الأنكورات ذات الأقطار الصغيرة.

الجدول (2.3) العوامل المؤثرة على مقاومة التماسك.		
التأثير بحسب نوع التربة		العامل
تربة غير متماسكة	تربة متماسكة	المدرّوس
محتوى اللدونة.	زاوية الاحتكاك.	طبيعة التربة
القوالب المدقوقة تزيد من قوى الاحتكاك.	القوالب المدقوقة تزيد من قوى الاحتكاك.	طريقة الحفر
تزداد مقاومة الاحتكاك مع زيادة طول التماسك للتراب ذات المقاومة الأقل من (96 Kpa).	تزداد مقاومة الاحتكاك مع زيادة طول التماسك.	طول التماسك في الأنكور
تزداد المقاومة من أجل أقطار حتى (300 mm)	تزداد المقاومة من أجل أقطار حتى (100 mm)	قطر الثقب
يجب تجنب الضغط العالي في التربة الحساسة.	تزداد المقاومة مع زيادة الضغط.	ضغط ضخ المونة

أظهرت التجارب على الأنكورات أن أطوال التماسك التي تزيد عن (12 m) لا تسبب زيادة ملحوظة في مقاومة الاحتكاك بين المونة والتربة، بسبب حدوث حركة نسبية في أعلى مسافة التماسك بعد نقل الحمولة إلى طول التماسك. وتؤدي هذه الحركة إلى تفعيل قوى الاحتكاك بين المونة والتربة، ضمن المسافة التي تسمح بنقل الاجهادات بين الشداد والمونة المحيطة. وبعد هذه المسافة لا توجد أية زيادة في قوى الاحتكاك.

يمكن ان تسبب تشوهات الزحف في التربة الى حدوث انفصال بين المونة والتربة التي تكون من الأنواع التالية.

التربة العضوية (organic soils).

التربة الغضارية ذات قرينة السيولة (liquidity index - LI) الأكبر من (0.2).

التربة الغضارية ذات حد السيولة (liquid limit - LL) الأكبر من (50).

الترب الغضارية ذات قرينة اللدونة (plasticity index - PI) الأكبر من (20).

مع التذكير بأنه يتم تحديد محتوى السيولة في التربة كما يلي:

$$LI = \frac{w - PL}{PI}$$

حيث (w) محتوى الرطوبة في التربة.

4.1.2.3 انهيار منطقة التماس بين الشداد والمونة الإسمنتية:

يجب ألا تتجاوز الاجهادات بين قضبان أو كابلات تسليح الأنكور والمونة الاسمنتية قيم قوى التماسك الحدية.

يمر الانهيار بين الشداد والمونة الاسمنتية بثلاث مراحل هي:

1. الالتصاق: adhesion

وهو ظاهرة فيزيائية بين حبيبات المادة (مكونات الحديد والمونة) حيث يتشكل الالتصاق بداية بعد صب المونة الإسمنتية وخلال مرحلة جفاف الاسمنت.

2. الاحتكاك: friction

بعد حدوث الحركة الجزئية نتيجة الحمولات يتحول الالتصاق إلى احتكاك وتعتمد قيمته على خشونة سطح الفولاذ وعلى الاجهادات المطبقة والحركة الناتجة.

3. التداخل الميكانيكي: mechanical interlock

وهو نقل حمولة الاحتكاك عبر المونة الإسمنتية بشكل إجهادات قاصة. تزيد مقاومة المونة الإسمنتية من مقاومة التماسك في بين الشداد والمونة، ولكن هذه الزيادة ليست خطية. فمن أجل زيادة مقاومة التماسك من (17.2 MPa) إلى المقاومة (19.3 MPa) مثلاً، نحتاج إلى زيادة في مقاومة الضغط لضخ المونة الإسمنتية من (17.6 MPa) إلى (34.5 MPa).

يقتل الصدأ من مقاومة التماسك بين الشداد والمونة الإسمنتية. وإن إزالة الصدأ وتخشين سطح الفولاذ يؤدي إلى استعادة المقاومة شريطة عدم تآكل القضيب. يطلب عادةً من المقاول القيام بتجارب تحميل (Pull out) على الانكورات وتقديم تقارير نتائج هذه الاختبارات. وينبغي أن تشمل هذه التقارير نتائج قدرة تحمل الأنكور وكابلات سبق الإجهاد وغيرها.

تعطي معظم الكودات العالمية ومنها مثلاً الكود (ASTM- A981) طرق الاختبار القياسية والبيانات الواجب استنتاجها.

2.3.3 انهيار العناصر الشاقولية في جدران الإرساء:

Failure of Soldier Beams

تتعرض العناصر الشاقولية إلى قوى أفقية وأخرى شاقولية تنتج عن ضغط التربة وعن القوى المنقولة من الأنكورات نتيجة سبق الإجهاد فيها. وتكون المقاومة الجانبية للعناصر الشاقولية حرجة في مرحلة اختبار الأنكورات حيث تكون القوى المطبقة عليها عظمى.

يتم تخفيض الانتقالات الفعلية في العناصر الشاقولية من خلال اعتماد معامل أمان في التصميم قدره (1.5). ويجب التحقق أثناء التصميم من أن العناصر الأفقية العلوية مربوطة بشكل جيد مع الشاقولية لضمان نقل القوى إلى العناصر الأخيرة وضمان الانتقالات المناسبة في نقاط الصف الواحد للعناصر الشاقولية. ومن الصعب نظرياً تقدير الحمولة المنقولة إلى كل عنصر شاقولي، وذلك بسبب صعوبة تقدير قيمة الهبوط في كتلة التربة خلف جدار الإرساء والتي تغير كثيراً من قيمة الحمولة المذكورة. من جهة أخرى يزيد الهبوط المذكور من زاوية الاحتكاك الداخلي بين حبيبات التربة. إلا أن الدراسات الأولية تفترض عادةً أن الحركة النسبية بين العناصر الشاقولية وكتلة التربة صغيرة. وكذلك تفترض أن القيمة الفعلية للحمولة المنقولة صغيرة أيضاً.

3.3.3 انهيار العناصر الأفقية لجدران الإرساء:

Failure of Lagging

يتم حساب العناصر الأفقية سواءً أكانت خشبية أو فولاذية أو بيتونية باعتبارها جوائز بسيطة الاستناد تتعرض لكل من ضغط التربة وردود أفعال العناصر الشاقولية.

4.3 اختيار وسائط (بارامترات) متانة القص للتربة في التصميم:

Selection of Soil Shear Strength Parameters for Design

يعتبر تحديد بارامترات مقاومة القص للتربة ضروري جداً من أجل تصميم جدران الإرساء، فهي تستخدم من أجل تحديد الضغط الفعال على الجدار بالإضافة إلى تحديد مقاومة الجدار الشاقولية والجانبية في الجزء المظموور في التربة. كما تستخدم لتقييم استقرار الجدار.

1.4.3 متانة القص للتربة الحبيبية الجافة (المصرفة):

Drained shear strength of granular soils

إن قيمة زاوية الاحتكاك الداخلي للإجهادات الفعالة (ϕ) في التربة الحبيبية الجافة تمثل مقاومة القص فيها.

يمكن تقدير هذه الزاوية من تجربة الاختراق المعيارية standard cone penetration test (SPT) أو من تجربة مخروط الاختراق cone penetration test (CPT).

2.4.3 متانة القص للتربة الغضارية عادية التماسك غير

المصرفة (الرطبة أو غير لجافة):

Undrained shear strength of normally consolidated clay

يمكن تقدير متانة أو مقاومة القص الغير المصرفة (S_u) في الموقع من خلال تجربة (CPT) أو تجربة (field vane test - FVT) كما يمكن تقديرها في المختبر من خلال التجارب المخبرية.

3.4.3 متانة القص للتربة الغضارية غير المصرفة عالية التماسك:

Undrained shear strength of over consolidated clay

عند حفر التربة الغضارية غير المصرفة يسعى أسفل الحفرة إلى التوسع الجانبي بسبب إجهادات القص التي تنشأ فيها من إزالة الطبقة العلوية، الأمر الذي يولد ضغطاً سلبياً على جدار الإرساء، وإلى ظهور تشققات يتم من خلالها تصريف المياه من هذه التربة. ومن أجل ذلك يجب اعتبار المقاومة الجافة عند الحساب.

4.4.3 متانة القص للتربة الغضارية المصرفة عالية التماسك:

Drained shear strength of over consolidated clay

حين تطبيق حمولات معينة على عينة من التربة الغضارية المصرفة عالية التماسك وتحت الشروط الجافة، تصل الإجهادات فيها إلى القيمة الحدية العظمى (τ_p).

بعد ذلك تبدأ الإجهادات بالتركز في مستو الانهيار الجديد، حيث تنخفض هذه الإجهادات إلى القيمة (τ_d) التي تساوي إجهاد القص الحدي للغضار عالي التماسك.

تتزايد الانتقالات المذكورة بعد ذلك حتى الوصول إلى إجهاد الانهيار (τ_r).

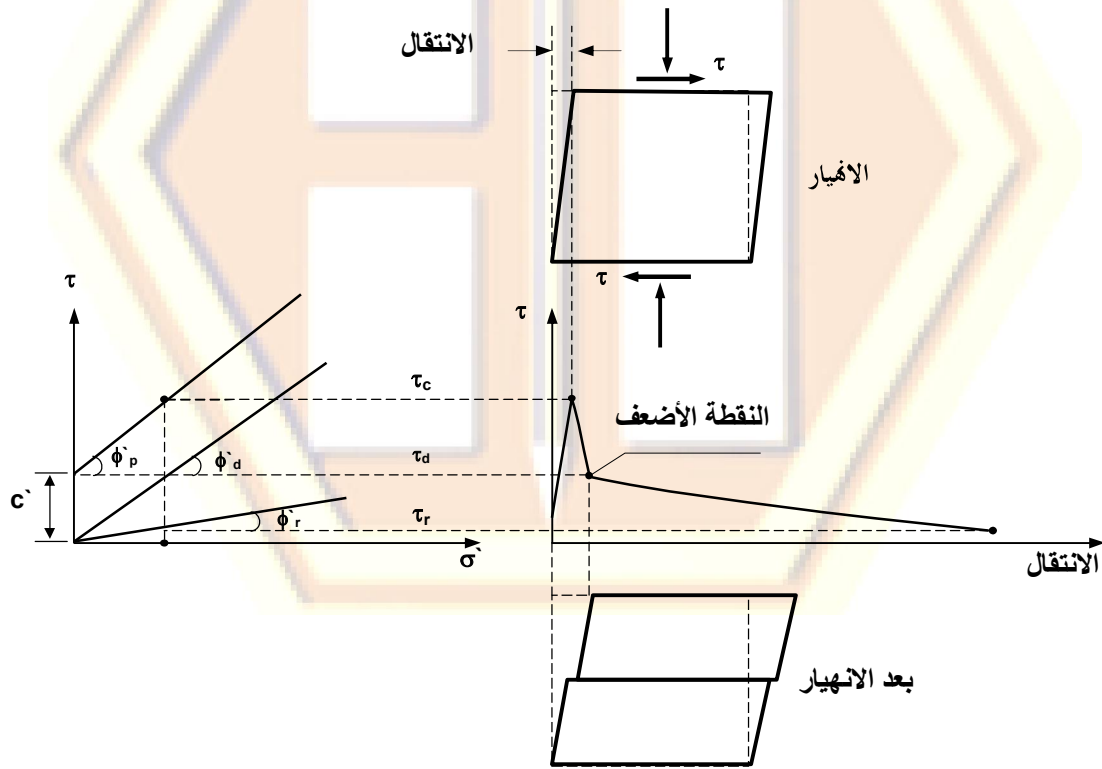
لقد تم تمثيل الأفكار السابقة في الشكل (4.3) الذي يبين السلوك العام للإجهادات المذكورة في هذه التربة.

من أجل أغراض التصميم يتم تقدير مقاومة القص الجافة (τ_d) من خلال تجربة الضغط ثلاثي المحاور. كما يتم التصميم باستخدام قيمة إجهاد الانهيار (τ_r) شريطة أن يكون سطح الانهيار واضحاً في التربة.

5.3 ضغط التربة: Soil Pressures

يجب أن تكون جدران الإرساء قادرة على مقاومة كل من ضغط التربة أمام الجدار وضغط الماء.

ينتج ضغط التربة خلف الجدار عن الحمولات الناتجة عن وزنها الذاتي أو عن الزلازل أو عن الحمولات السطحية فوق التي قد تتولد من حمولات الطرق أو من الأبنية المجاورة.



الشكل (4.3) تبسيط للعلاقة بين الإجهاد والانتقال في التربة الغضارية القاسية المصروفة.

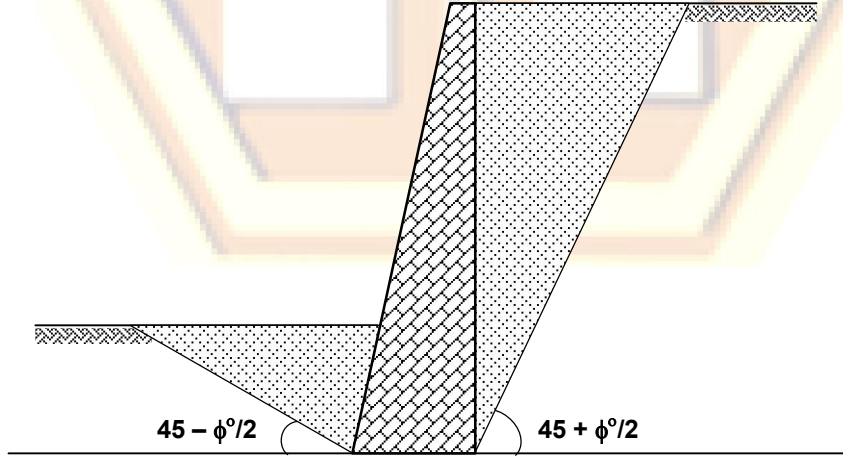
تعتمد قيمة ضغط التربة على المتغيرات التالية:

- قساوة التربة.
- متانة التربة وقدرة تحملها.
- قوى الاحتكاك بين الجدار والتربة.
- ضغط التربة الايجابي.
- ضغط التربة السلبي.
- ضغط التربة في وضع الراحة.
- قساوة الجدار.
- حركة الجدار أو دورانه.
- قوى سبق الإجهاد في الأنكورات.

1.5.3 ضغط التربة الفعال وضغط التربة السلبي:

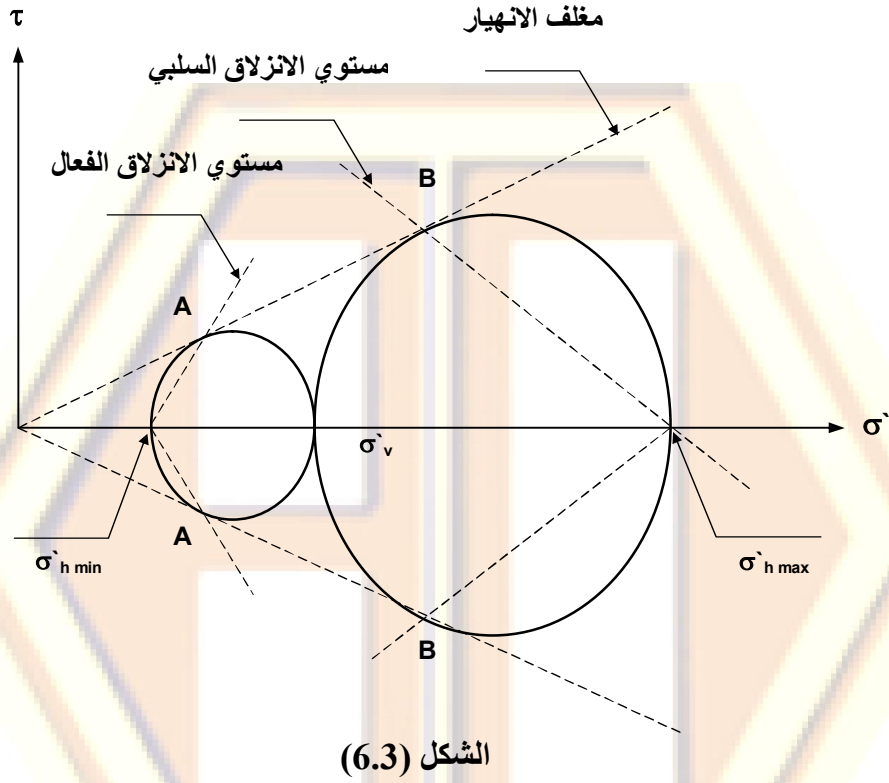
Active and Passive Soil Pressure

يتم تحديد كل من الضغط الايجابي أو الفعال وضغط التربة السلبي أو المعاكس على الجدار بدلالة معاملات الضغط الفعال (f_a) والضغط السلبي (f_b). وقد تم شرح كيفية حساب هذه المعاملات بالتفصيل في (كتاب الجدران الاستنادية) الذي سبق نشره. يبين الشكل (5.3) منطقتي الضغط الفعال والضغط السلبي بحسب نظرية (رانكين)، والتي تعتبر أن السطح الخلفي للجدار أملساً. وبذلك تهمل الاحتكاك بين الجدار والتربة.



الشكل (5.3)

كما يبين الشكل (6.3) تأثير الإجهادات الأفقية على عينة من التربة تتعرض لضغط شاقولي (σ_v)، حيث تصل التربة إلى حالة الانهيار بإحدى طريقتين:



• إما بوصول القيمة العظمى للإجهادات الأفقية ($\sigma_{h \max}$) إلى النقطة

(B).

• أو بتأثير القيمة الدنيا للإجهادات الأفقية ($\sigma_{h \min}$) في النقطة (A) بسبب انخفاض الضغط الفعال على الجدار.

في الحالة التي يكون فيها التماسك معدوماً ($c = 0$)، يتم حساب كل من معامل الضغط الفعال (f_a) والضغط السلبي (f_p) بحسب نظرية (رانكين) كما يلي:

$$f_a = \frac{\sigma'_{h \min}}{\sigma'_v} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi'}{2}) \quad (1.3)$$

$$f_p = \frac{\sigma'_{h \min}}{\sigma'_v} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \quad (2.3)$$

تصبح العلاقات السابقة في حال التربة متماسكة كما يلي:

$$f_a = \tan^2 (45^\circ - \frac{\phi'}{2}) - 2c \cdot \tan (45^\circ - \frac{\phi'}{2}) \quad (3.3)$$

$$f_p = \tan^2 (45^\circ + \frac{\phi'}{2}) - 2c \cdot \tan (45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \quad (4.3)$$

2.5.3 ضغط التربة في وضع الراحة: Soil Pressure at Rest

عندما تكون التربة تحت تأثير وزنها الذاتي، ولا تتعرض لأي ضغط جانبي، فإنها تخضع إلى الضغط في حالة الراحة. بعبارة أخرى إذا لم يحدث أي انزياح للجدار باتجاه التربة أو بالاتجاه المعاكس، يكون الضغط الحدي في التربة مستقلاً عن وجود الجدار، وكأن التربة كتلة متوازنة بذاتها، حيث يدعى الضغط في هذه الحالة بالضغط في وضع الراحة. تتراوح قيمة معامل الضغط في وضع الراحة للتربة الغضارية عادية التماسك بين (0.55 - 0.65). ومن أجل التربة الرملية تتراوح هذه القيمة بين (0.40 - 0.50).

يستخدم ضغط التربة في وضع الراحة عند الحساب عند التأكد من عدم وجود حركة جانبية للجدار، أي عندما تكون كتلة الجدار كبيرة. ولا يستخدم في جدران إرساء الأنكورات ذات العناصر الشاقولية المعدنية أو ذات الصفائح الوتدية.

يدرس هذا الضغط على عمق (z) كما يلي:

لنأخذ عنصر جزيئي صغير من التربة على العمق المذكور اعتباراً من السطح (z) كما في الشكل السابق، فنجد أن الإجهاد الشاقولي المطبق عليه هو:

$$s_z = g \cdot z$$

ويتم حساب معامل الضغط في حالة الراحة من العلاقة التالية:

$$f_0 = \frac{s_h}{s_v} = 1 - \sin \phi \quad (5.3)$$

حيث (γ) الوزن الحجمي للتربة خلف الجدار.

وباعتبار أن التربة تتعرض لتوسع جانبي تحت هذا الإجهاد، يتولد إجهاد أفقي يطبق على العنصر المدروس في الاتجاه المذكور (y) هو:

$$\sigma_y = f_0 \cdot \sigma_z \quad (6.3)$$

حيث (f_0) معامل يتعلق بنوع التربة. ويدعى بمعامل الضغط الجانبي في وضع الراحة، ويعطى بالعلاقة التالية:

$$f_0 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0}$$

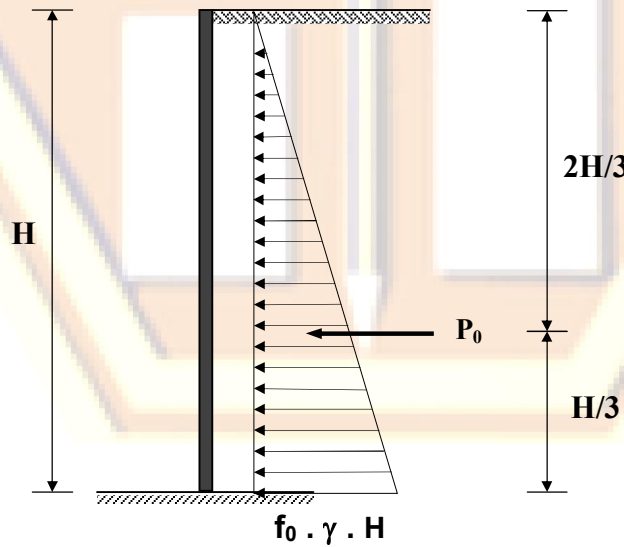
حيث (μ_0) معامل التمدد أو التوسع الجانبي للتربة (معامل بواسون). بالتبديل في العلاقة (6.3) نجد:

$$s_y = f_0 \cdot g \cdot z = q_r \quad (7.3)$$

يكون مخطط ضغط التربة في وضع الراحة من أجل جدار ارتفاعه (H) كما في الشكل (6.3).

بطريقة أخرى يعطى معامل الضغط الجانبي في وضع الراحة (f_0) بدلالة زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة (ϕ) بالعلاقة التالية:

$$f_0 = 1 - \sin \phi \quad (8.3)$$



الشكل (26.4)

من خلال هذه العلاقة يمكن تحديد الضغط في وضع الراحة عند أي عمق من خلال معرفة خصائص التربة خلف الجدار.

6.3 تأثير حركة الجدار على ضغط التربة:

Influence of Movement on Soil Pressure

يعتمد توزيع الإجهادات خلف جدران الإرساء للأنكورات على التشوهات التي يخضع لها الجدار. وتختلف الجدران المذكورة عن الجدران الاستنادية التقليدية من حيث توزيع ضغط التربة خلف الجدار. ففي جدران الإرساء يكون توزيع الضغط على طول الجدار غير منتظم، كما لا يتزايد مع العمق كما في الجدران الاستنادية التقليدية وذلك للأسباب التالية:

1. اختلاف عملية الحفر والذي يتم في جدران الإرساء من الأعلى إلى الأسفل بشكل تدريجي مع مواكبة تنفيذ العناصر الأفقية والأنكورات.

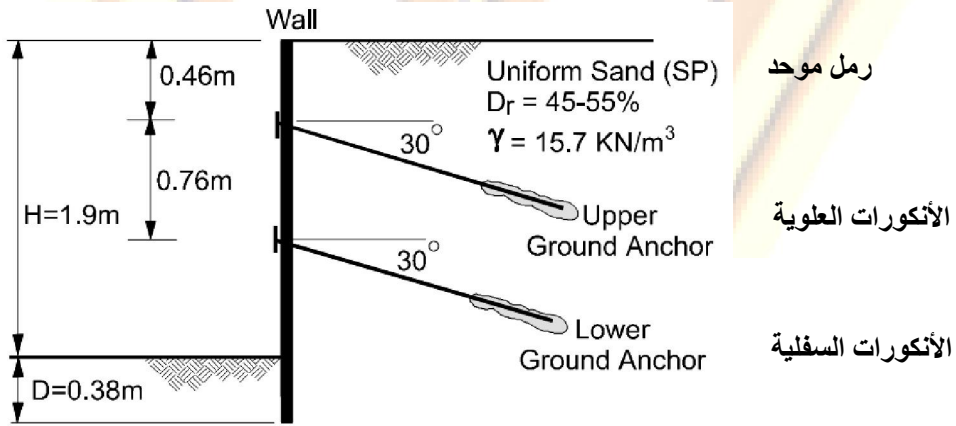
2. يغير وجود الأنكورات من شكل توزيع ضغط التربة على الجدار.

3. تؤثر قوى سبق الإجهاد في الأنكورات على توزيع ضغط التربة خلف الجدار.

يوضح المثال التالي المراحل التي يمر فيها جدار الإرساء أثناء تنفيذه، وكيفية توزيع ضغط التربة خلال هذه المراحل:

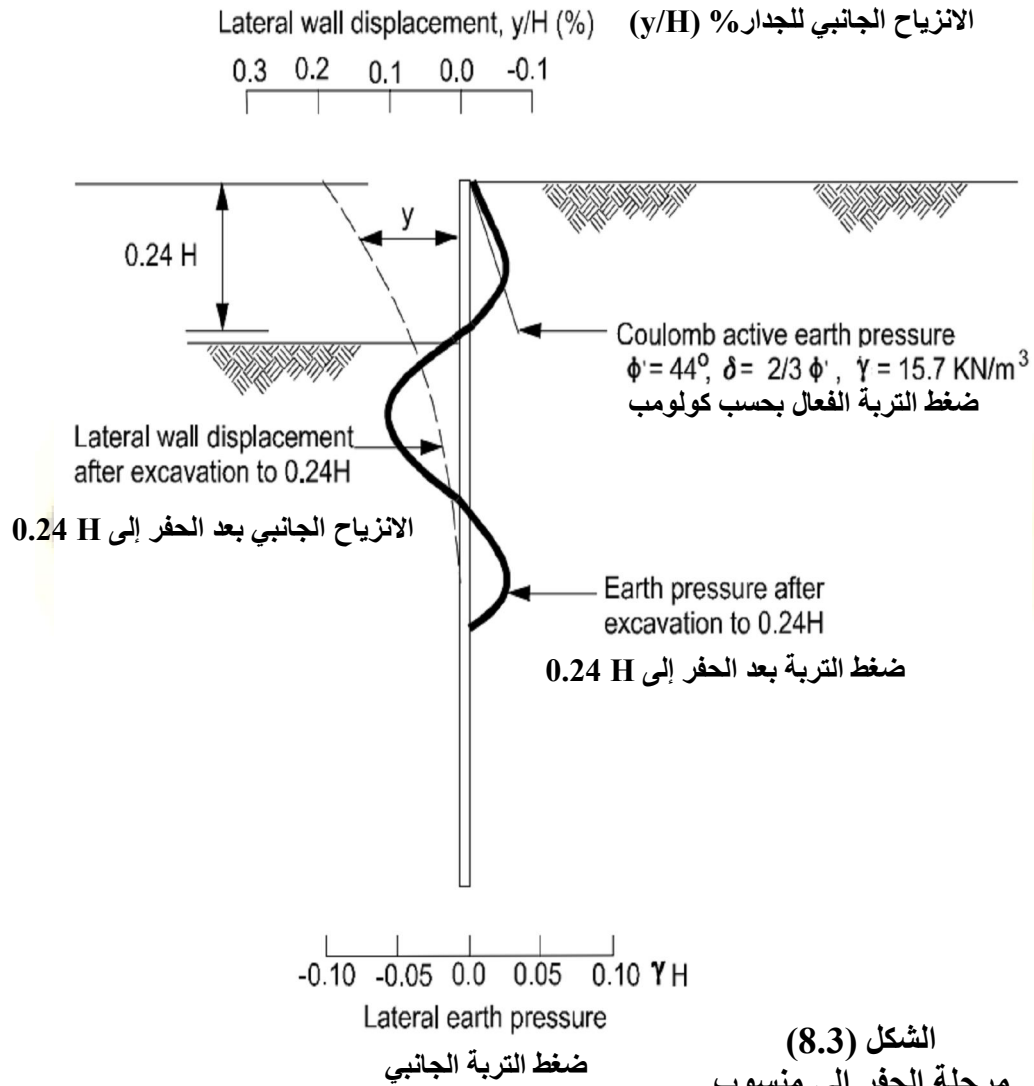
1.6.3 مثال تطبيقي:

يبين الشكل (7.3) جدار إرساء مثبت بالأنكورات على منسوبين:



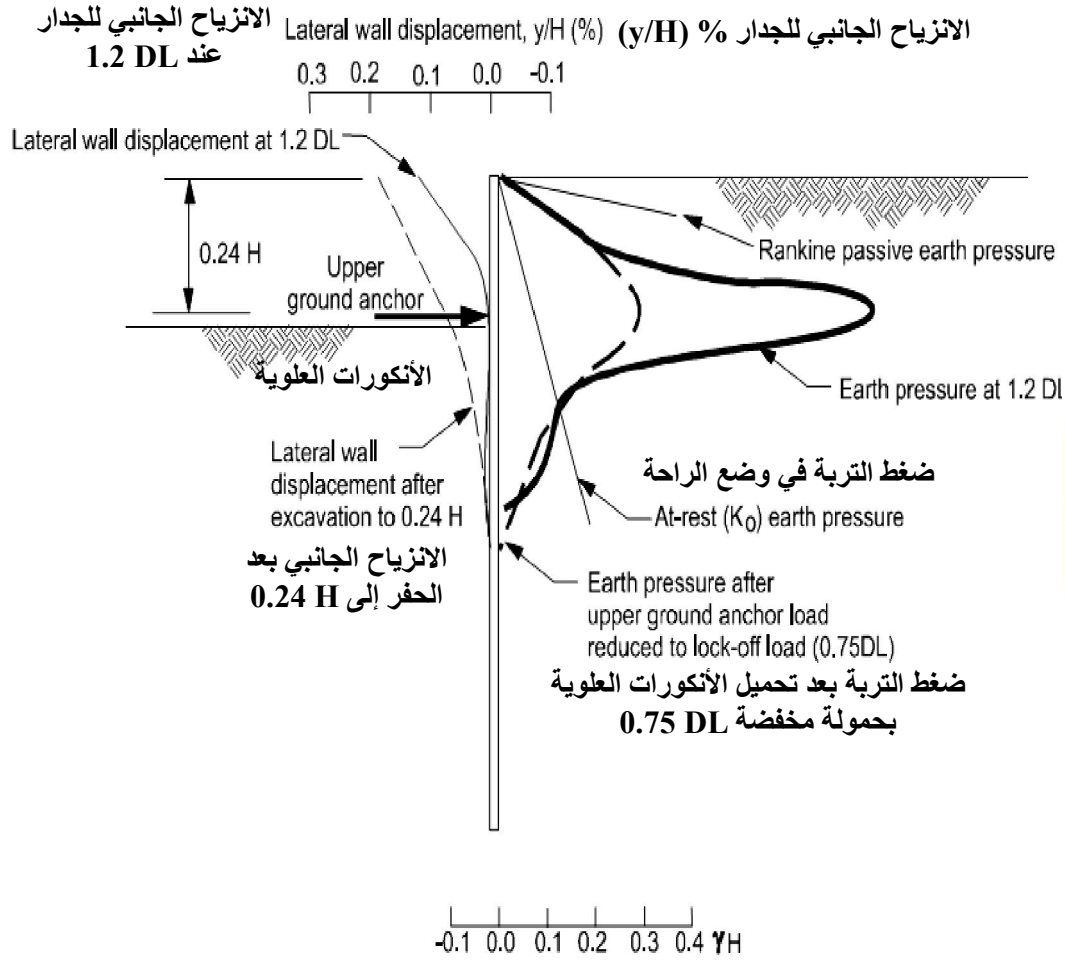
الشكل (7.3) الأنكورات مع جدار الإرساء.

يبدأ الحفر في المرحلة الأولى من الإنشاء حتى الوصول إلى مستوى أول صف من الأنكورات. ويسلك الجدار عندئذ سلوك عنصر ظفري موثوق في التربة، حيث يكون توزيع الضغط على الجدار مثلثياً كما يبين الشكل (8.3).



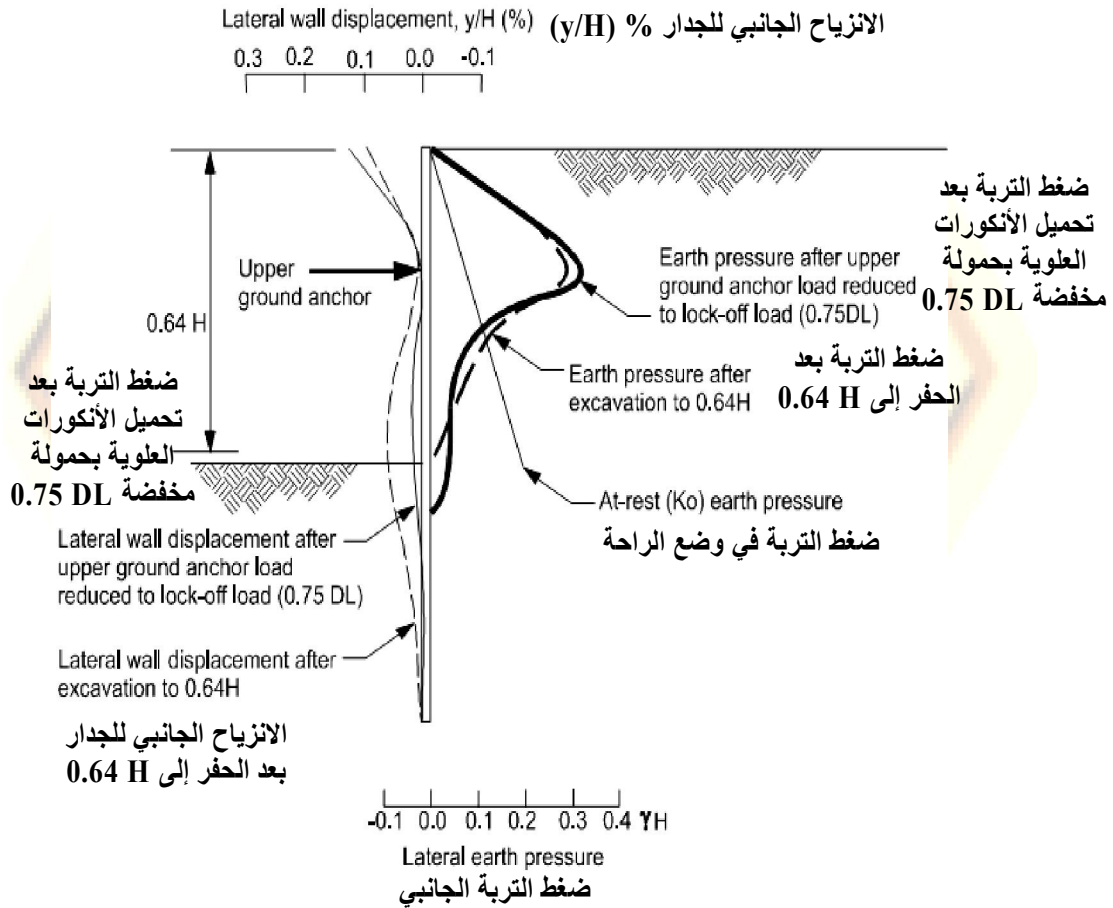
الشكل (8.3)
مرحلة الحفر إلى منسوب
الصف العلوي من الأنكورات.

تحدث تغييرات هامة في توزيع ضغط التربة على الجدار بعد إجهاد الصف العلوي من الأنكورات حيث تتحرك العناصر الشاقولية من الجدار باتجاه التربة نتيجة لضغط الأنكورات كما يبين الشكل (9.3).

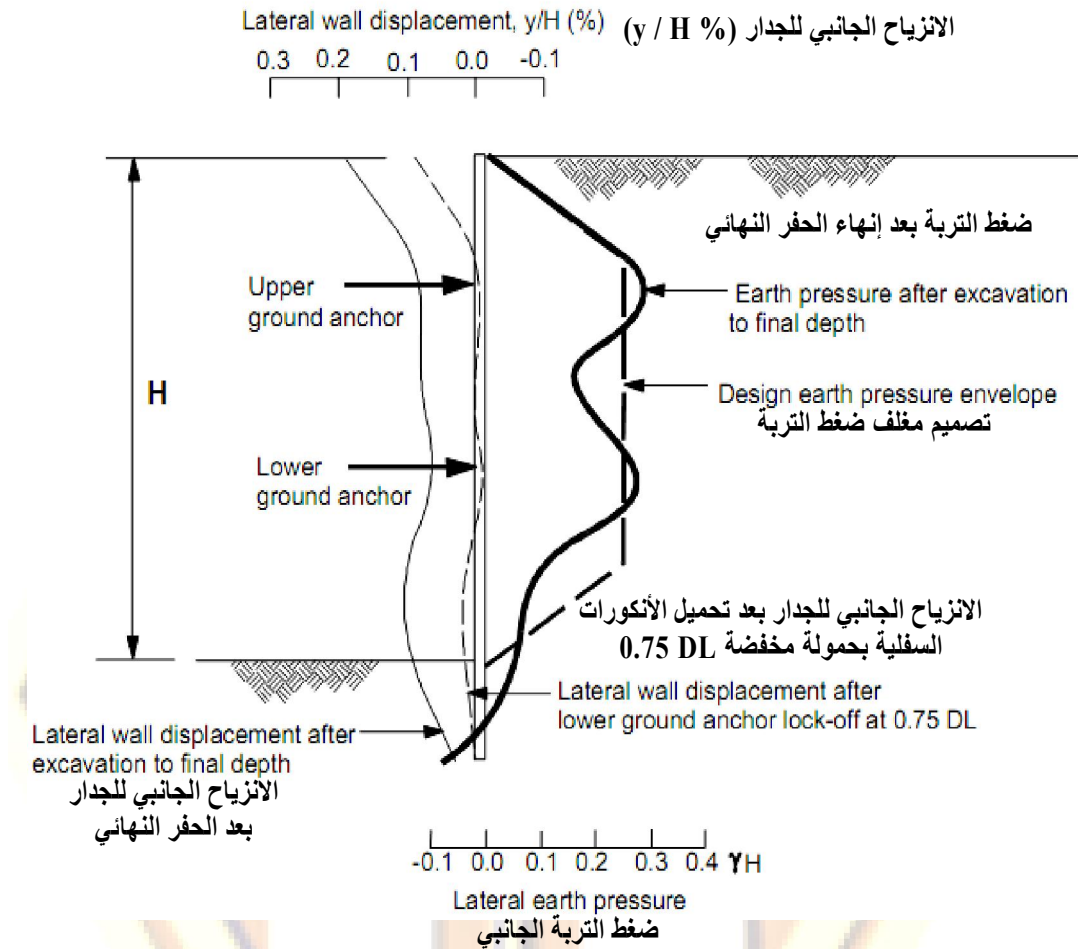


الشكل (9.3) مرحلة إجهاد الصف العلوي من الأنكورات.

بعد المرحلة السابقة يستمر الحفر إلى منسوب صف الأنكورات السفلية حيث يتغير توزيع ضغط التربة نتيجة للحفر كما في الشكل (10.3).
 بعد إنهاء الحفر إلى منسوب الصف السفلي من الأنكورات يتم إجهادها في هذا الصف فيتولد ضغط للتربة على الجدار في المنسوب المذكور.
 يشابه إجهاد الصف الثاني من الأنكورات إجهاد الصف الأول كما في الشكل (11.3)، حيث يبين الشكل كيف تم اعتبار مغلف ضغط التربة بشكل شبه منحرف لتقريب مخطط الضغط من أجل الحسابات.



الشكل (10.3) مرحلة الحفر إلى منسوب الصف السفلي من الأنكورات.



الشكل (11.3) مرحلة إجهاد الصف السفلي من الأنكورات.

ملاحظة:

تعتبر النماذج السابقة أن الجدار مرن بالنسبة للتربة. ومن خلال هذا الافتراض يستنتج شكل التشوه. ولكن لا يعتبر هذا الافتراض صحيحاً في التربة ال

الفصل الرابع...

التصميم الإنشائي لأنظمة الأنكورات

Design of Anchored Systems

1.4 خطوات التصميم العامة: General Steps for Design

يتناول هذا الفصل مراحل التصميم الإنشائي لأنظمة الأنكورات سواء أكانت دائمة أم مؤقتة. وقد تم التوسع بشرح تصميم الأنكورات الدائمة ذات العناصر الشاقولية والأفقية، مع العلم بأن طريقة الدراسة المذكورة تصلح لكلا النوعين.

لا بد هنا من التذكير بتعريف بالمصطلحين التاليين:

■ نظام الأنكور:

يقصد به نظام الإرساء كاملاً، ويتضمن الأنكورات وجدران الإرساء والعناصر الأخرى.

■ جدران الأنكورات:

ويقصد بها نظام جدار الإرساء، ويتضمن مكونات الجدار والعناصر الأفقية والشاقولية.

ينقسم تصميم أنظمة الأنكورات إلى مرحلتين:

المرحلة الأولى: وهي مرحلة جمع البيانات.

حيث تتضمن تجميع معطيات التصميم المطلوبة من أبعاد نظام الإرساء، ومعوقات التنفيذ، وتحديد حركة المرور، ونظام التصريف خلف جدار الإرساء.

المرحلة الثانية: وهي مرحلة التصميم الإنشائي.

يبين الجدول (1.4) أدناه مراحل التصميم لأنظمة الأنكورات سواء كانت دائمة أم مؤقتة.

2.4 ضغط التربة على جدران الأنكورات:

Soil Pressures for Wall Design

يعتمد توزيع الضغط بين التربة والجدار على الحركة الحاصلة بينهما (أي على تشوهات الجدار، ومن يضغط على الآخر)، حيث تكون حركة جدران الإرساء المطاوعة (كالصفائح الوتدية وجدران الإرساء ذات العناصر الشاقولية /أي الأوتاد/ والأفقية /أي الدعامات/ بدون وجود الأنكورات)، كافية لتفعيل الضغط الفعال أو (الضغط الايجابي) على الجدار. وبالتالي يمكن تقدير ضغط التربة على الجدار باستخدام طريقتي (رانكين أو كولومب).

ولكن وكما ذكرنا في الفصل السابق، يختلف توزيع ضغط التربة على الجدار عن التوزيع الذي يفرضه (رانكين أو كولومب) وذلك نتيجة للتنفيذ من الأعلى إلى الأسفل، ولوجود أنكورات تشد أو تسحب الجدار باتجاه التربة ضمن منطقة تأثيره، مما يزيد من ضغط التربة عليه في هذه المنطقة. وبالإضافة إلى عوامل أخرى لها نفس التأثير.

الجدول (1.4) - خطوات تصميم الأنكورات	
الخطوة رقم (1)	تحديد خصائص وبيانات التربة.
الخطوة رقم (2)	التعرف على الموقع وتحديد أبعاد الجدار والظروف المحيطة، وأنواع وقيم الحمولات التي سيتعرض لها الجدار، ووضع معايير التصميم ومراحل التنفيذ.
الخطوة رقم (3)	تحديد خصائص التصميم المطلوبة، وتحديد عوامل الأمان ودرجة حماية الأنكورات من الصدأ والتآكل.
الخطوة رقم (4)	حساب ضغط التربة على الجدار بما في ذلك ضغط المياه الجوفية إن وجدت والحمولات السطحية والزلازل.
الخطوة رقم (5)	حساب حمولة الأنكورات وعزم الانعطاف الأعظمي في الجدار.
الخطوة رقم (6)	تحديد ميل الأنكورات عن الأفق وفق الظروف المحيطة.
الخطوة رقم (7)	تحليل كل القوى الأفقية في الأنكورات إلى مركبات شاقولية ومركبات محورية على طول الأنكورات.

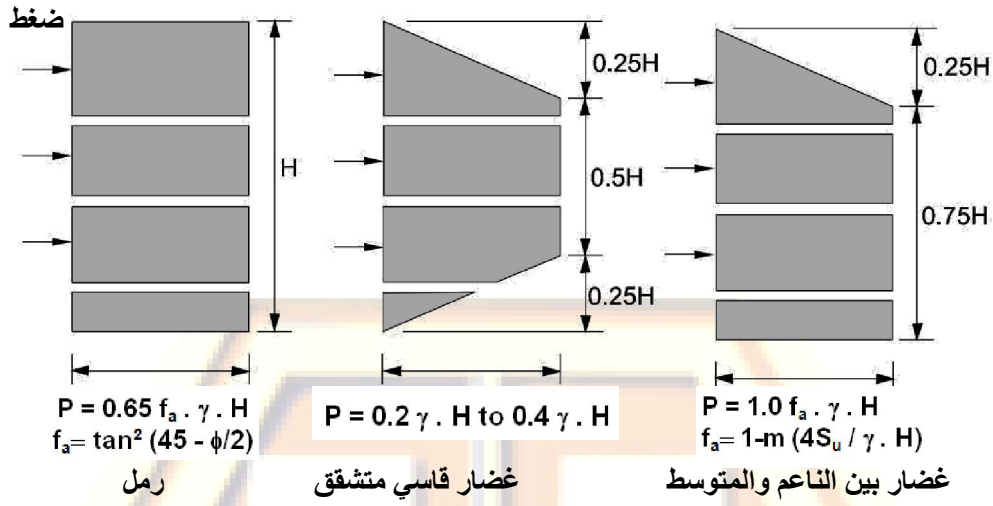
الجدول (1.4) - خطوات تصميم الأنكورات	
الخطوة رقم (8)	تحديد التباعد الأفقي بين الأنكورات بالاعتماد على نوع الجدار.
الخطوة رقم (9)	اختيار نوع الأنكورات المناسب للاستخدام.
الخطوة رقم (10)	تحديد قدرة التحمل الشاقولية والجانبية للجدار عند أسفل الحفر.
الخطوة رقم (11)	دراسة الاستقرار الداخلي والخارجي لأنظمة الأنكورات.
الخطوة رقم (12)	حساب الانتقال الأعظمي للجدار وحساب هبوطات سطح التربة خلف الجدار.
الخطوة رقم (13)	تصميم العناصر الأفقية ونظام التصريف خلف الجدار وأنظمة الوصل بين الأنكورات والعناصر الشاقولية. (المثال 1 في الفصل الخامس).

1.2.4 مخططات (ترزاجي/بييك) لضغط التربة:

TERZAGHI and PECK Apparent Earth

Pressure Diagrams

وضعت هذه المخططات على أساس أن ضغط التربة على الجدار موزع بشكل شبه منحرف أو بشكل مستطيل كما في الشكل (1.4)، وذلك بحسب نوع التربة.



(a) Sands (b) Stiff-hard fissured clays (c) Soft to medium clays

(m = 1) معامل تجريبي يتعلق بمقاومة القص غير المصروفة (S_u) التي تحسب من تجربة (CPT) أو من تجربة (FVT) أو مخبرياً.

الشكل (1.4) توزع ضغط التربة على جدران الأنكورات.

لقد تم تطوير هذه المخططات بالاستناد إلى الاعتبارات التالية:

✓ تم اعتبار أن عمق الحفرية أكبر من (6 m) وأنها ذات عرض كافٍ لتشكيل ضغط التربة.

✓ يمكن تشكل حركة كافية في الجدار لنقل إجهادات القص في التربة.

✓ التربة خلف الجدار متجانسة.

✓ التربة خلف الجدار جافة.

✓ لم يتم اعتبار التأثيرات طويلة الأمد على التربة.

✓ لم يؤخذ بالاعتبار وجود ضغط للماء.

يتوزع ضغط التربة وفق هذا التقريب على الجزء من الجدار المعرض

لضغط التربة فقط وليس على الجزء المغمور أسفل قاع الحفرية.

وتوضح الفقرة التالية كيفية مناقشة توزيع ضغط التربة على جدران

الأنكورات بحسب نوع التربة:

2.2.4 مناقشة توزيع ضغط التربة على الجدار بحسب نوع التربة:

1.2.2.4 توزيع الضغط على التربة الرملية:

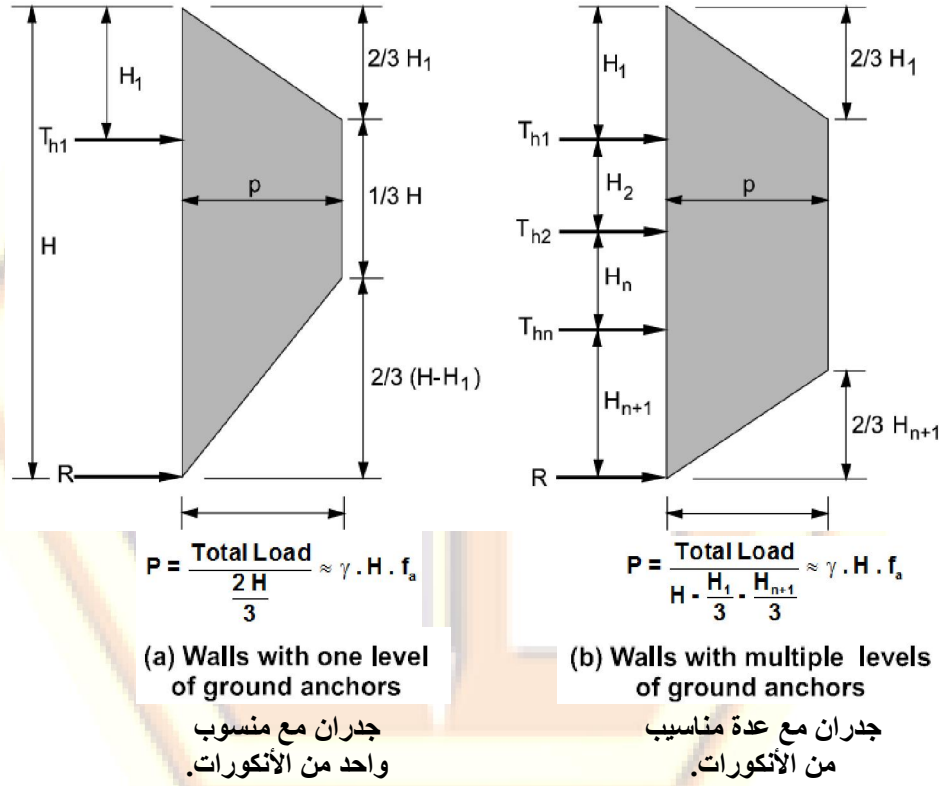
علمنا أن معامل الضغط الفعال (k_a) يعطى بالعلاقة:

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right)$$

وتكون قيمة إحداثي ضغط التربة الأعظمي على جدران الأنكورات:

$$0.65 g \cdot H \cdot k_a$$

يبين الشكل (2.4) التقريب شبه المنحرف لتوزيع الضغط على الجدار في التربة الرملية، وذلك من أجل صف واحد أو عدة صفوف من الأنكورات. وقد أثبتت التجارب أن هذا التصور أدق من ذلك المعطى في تقريب (Terzaghi / Peck).



$$\text{Total Load} = P_a = 0.65 g \cdot H^2 \cdot f_a$$

(H₁) المسافة بين سطح الأرض وأول صف من الأنكورات. (H_{n+1}) المسافة بين أسفل الحفرية وآخر صف من الأنكورات. (T_{hi}) القوة الأفقية في صف الأنكورات (i). (R) رد الفعل الذي تتم مقاومته عن طريق التربة أسفل الحفرية. (P) القيمة العظمى لمخطط الضغط.

الشكل (2.4) توزيع ضغط التربة الرملية على الجدار.

يعتبر المخطط الموضح في الشكل (2.4) صالحاً لتقدير ضغط التربة في كافة أنواع التربة الرملية، سواءً أكانت الأنكورات دائمة أم مؤقتة، وتتم إضافة ضغط الماء أو ضغط الحمولة السطحية إلى هذا المخطط في حال وجودها.

2.2.2.4 مخطط الضغط على التربة الغضارية بين القاسية والمتشققة: Soil Pressure Diagram for Stiff to Hard Fissured Clays

تعرف الترب الغضارية القاسية بأنها التربة التي يكون فيها رقم الاستقرار $(N_s \leq 4)$ stability number.

ويعطى هذا الرقم الخاص بتعريف نوع الترب الغضارية بالعلاقة التالية:

$$N_s = \frac{\gamma H}{S_u}$$

(γ): الوزن الحجمي للتربة الغضارية (kN/m^3).

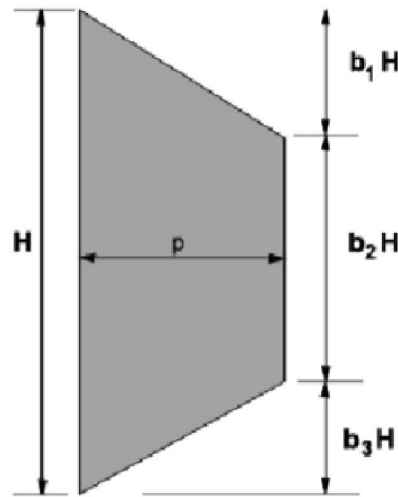
(H): ارتفاع الحفرة بالمتر.

(S_u): متانة أو مقاومة القص المتوسطة للتربة الغضارية غير المصروفة (kPa).. انظر الفقرة (3.4.3) في الفصل الثالث.

يعتمد تقدير ضغط التربة الغضارية القاسية على جدران الإرساء بشكل كبير على أنماط انهيار هذه التربة نتيجة الحفر. فللتشققات والشروخ في هذه التربة دور حاسم في تحديد الضغط على سطح جدار الإرساء. يتم استنتاج أنماط الانهيار في التربة الغضارية القاسية بالاعتماد على كل من الجدول (2.4) والشكل (3.4)، وذلك بحسب قيمة ضغط التربة على الجدار والمستنتجة من تجارب عديدة لأعماق مختلفة من الحفريات. انظر المثال (1) في الفصل الخامس.

الجدول (2.4) - أنماط الانهيار في التربة الغضارية القاسية بالاعتماد على التجارب

الحمولة الكلية Total Load	حدود إحدائي الضغط الأعظمي P	b3	b2	b1	المرجعية Reference
0.15 to 0.30 (γH^2)	0.20 to 0.40 (γH)	0.25	0.50	0.25	Terzaghi and Peck 1967
0.16 (γH^2)	0.20 (γH) ^{*1}	0.20	0.60	0.20	Schnabel 1982
0.16 to 0.26 (γH^2)	0.20 to 0.32 (γH) ^{*1}	0.20	0.60	0.20	Winter 1990
0.15 to 0.30 (γH^2)	0.20 to 0.40 (γH)	0.25	0.50	0.25	Ulrich 1989
0.15 to 0.30 (γH^2)	0.15 to 0.30 (γH)	0	1.0	0	FHWA- RD- 75- 130 - 1976
0.17 to 0.33 (γH^2)	0.20 to 0.40 (γH)	0.17 ^{*4}	0.66	0.17 ^{*3}	Special Works ^{*2}



القيم الواردة في الجدول هي قيم
تجريبية أجراها الباحثون على عدة
نماذج من جدران الإرساء والخفريات
مختلفة الأعماق.
من أجل الجدران المستخدمة للتدعيم
في المنشآت المؤقتة، ينصح باعتماد مخطط
الضغط كما في الشكل (3.4).

ملاحظات:

افتراض أن:

Notes:

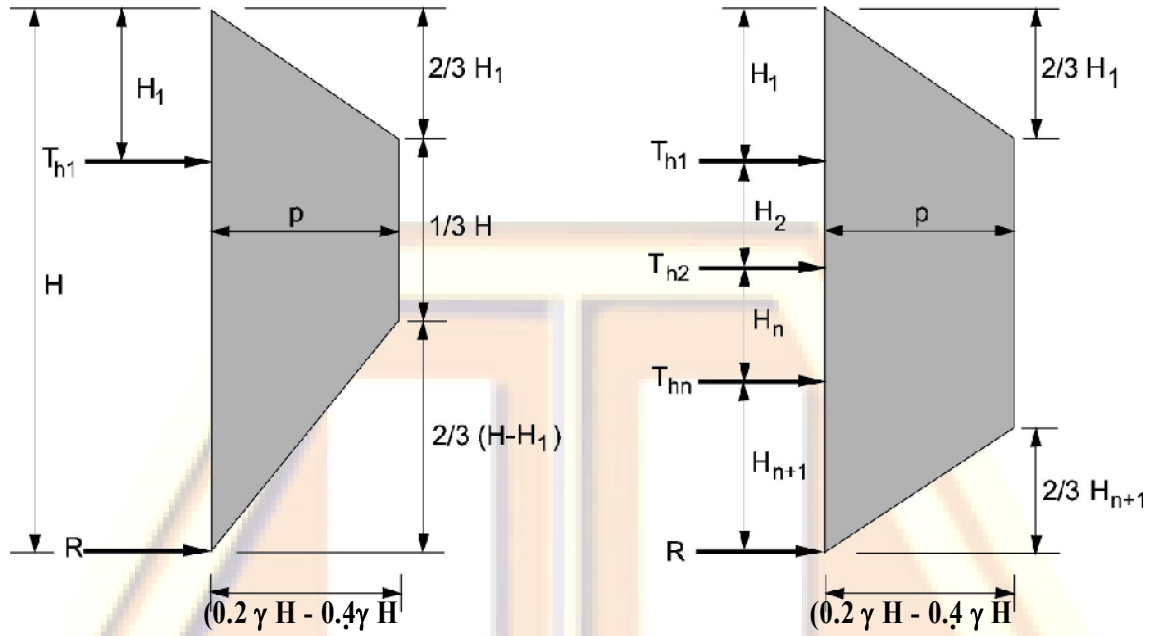
- (1) Assumes $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$
- (2) Diagram for multiple levels of ground anchors
- (3) Assumes $H_1 = H/4$
- (4) Assumes $H_{n+1} = H/4$

المخطط لعدة مناسيب من الأنكورات

$$g = 19.6 \text{ kN/m}^3$$

$$H_1 = H/4$$

$$H_{n+1} = H/4$$



(a) - Walls with on level of ground anchors

جدران مع صف واحد من الأنكورات.

(b) - Walls with multiple level of ground anchors

جدران مع عدة مناسيب من الأنكورات.

(H_1) المسافة بين سطح الأرض وأول صف من الأنكورات.
 (H_{n+1}) المسافة بين أسفل الحفيرة وآخر صف من الأنكورات.
 (T_{hi}) القوة الأفقية في صف الأنكورات (i).
 (R) رد الفعل الذي تتم مقاومته عن طريق التربة أسفل الحفيرة.
 (P) القيمة العظمى لمخطط الضغط.
 الحمولة الكلية ($3 H^2$ to $6 H^2 = \text{Total Load}$) بوحدة (kN/m/m).

الشكل (3.4) مخطط الضغط المقترح للتربة الغضارية الصلبة.

يجب من أجل جدران الأنكورات الدائمة الأخذ بالاعتبار عدم وجود صرف للمياه. الأمر الذي يؤدي إلى زيادة ضغط التربة على الجدار. لذلك يتم حساب ضغط التربة على الجدار كما في المخطط في الشكل (3.4) مع اعتماد قيمة للضغط الكلي تساوي $(0.65 \gamma H^2)$ ، ومع اعتبار أن معامل الضغط الفعال (k_a) محسوب على أساس زاوية الاحتكاك الجافة للتربة.

3.2.2.4 مخطط الضغط على التربة الغضارية الناعمة إلى المتوسطة: Soil Pressure Diagram for Soft to Medium Clays

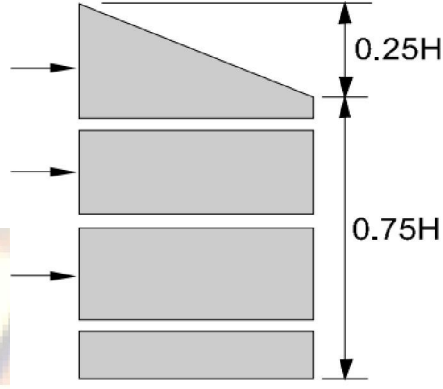
الترب الغضارية الطرية هي التي يكون فيها رقم الاستقرار stability number $(N_s > 4)$. وقد تم تعريف هذا الرقم في الفقرة السابقة.

قدم العالمان (Terzaghi and Peck) من أجل التربة الغضارية الطرية مخططاً لحساب الضغط على الجدار، باعتبار أن توزع الضغط شبه منحرف كما في الشكل (4.4)، حيث يعطى معامل الضغط الفعال هنا بالعلاقة التالية:

$$k_a = 1 - m \frac{4 S_u}{\gamma \cdot H}$$

يأخذ المعامل التجريبي (m) بعين الاعتبار تأثيرات عدم الاستقرار في التربة الغضارية الطرية. ففي حال وجود تربة من هذا النوع على عمق كبير من الحفرية، ومع اعتبار أن $(N_s > 6)$ تكون $(m > 4)$. وتؤخذ قيمة $(m = 1)$ في باقي الحالات.

في حال وجود تربة غضارية طرية أسفل قاعدة الحفرية. باعتبار أن $(N_s > 6)$ تحدث حول القاعدة تأثيرات على مساحة من التربة تعرف بتأثيرات التلدن (yield).



$$P = 1.0 f_a \cdot \gamma \cdot H$$

$$f_a = 1 - m (4S_u / \gamma \cdot H)$$

($m = 1$) معامل تجريبي يتعلق بمقاومة القص غير المصرفية (S_u)
التي تحسب من تجربة (CPT)
أو من تجربة (FVT) أو مخبرياً.

الشكل (4.4) ضغط التربة على الجدار في التربة الغضارية الطرية

قام الباحث (Henkel 1971) بدراسة هذه التأثيرات واقترح علاقة بديلة
عن تلك التي قدمها (Terzaghi and Peck - 1967)، والتي تعتبر هذه
التأثيرات من خلال العامل ($m > 0.4$)، حيث يتم حساب معامل الضغط الفعال كما
يلي:

$$k_a = 1 - m \frac{4 S_u}{\gamma \cdot H} + \frac{2 \sqrt{2} d}{H} \left(1 - \frac{5.14 S_{ub}}{\gamma \cdot H} \right)$$

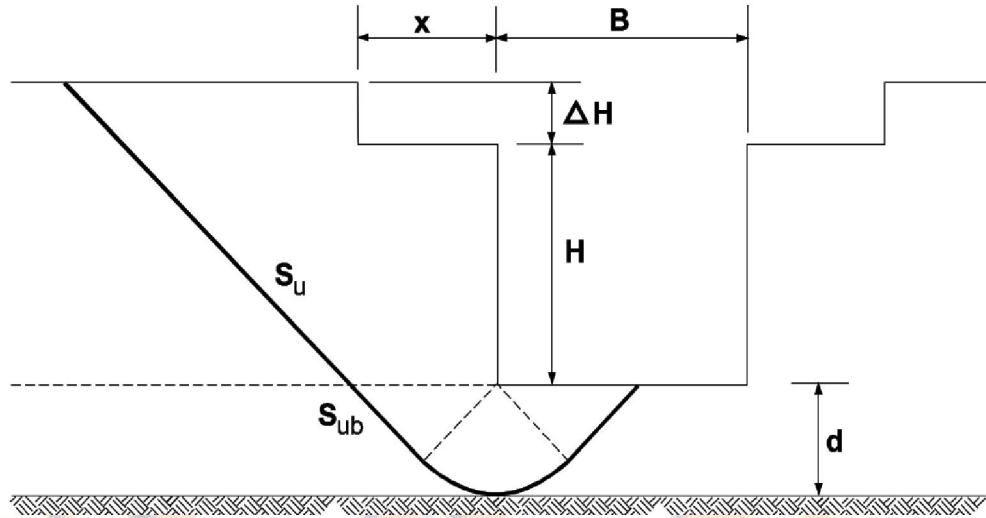
حيث:

(d): عمق سطح الانهيار.

(S_u): مقاومة القص غير المصرفية للتربة ضمن مستو الجدار.

(S_{ub}) مقاومة القص غير المصرفية للتربة أسفل مستو الجدار كما في

الشكل (5.4).



الشكل (5.4) ميكانيزم الانهيار بحسب (Henkel 1971).

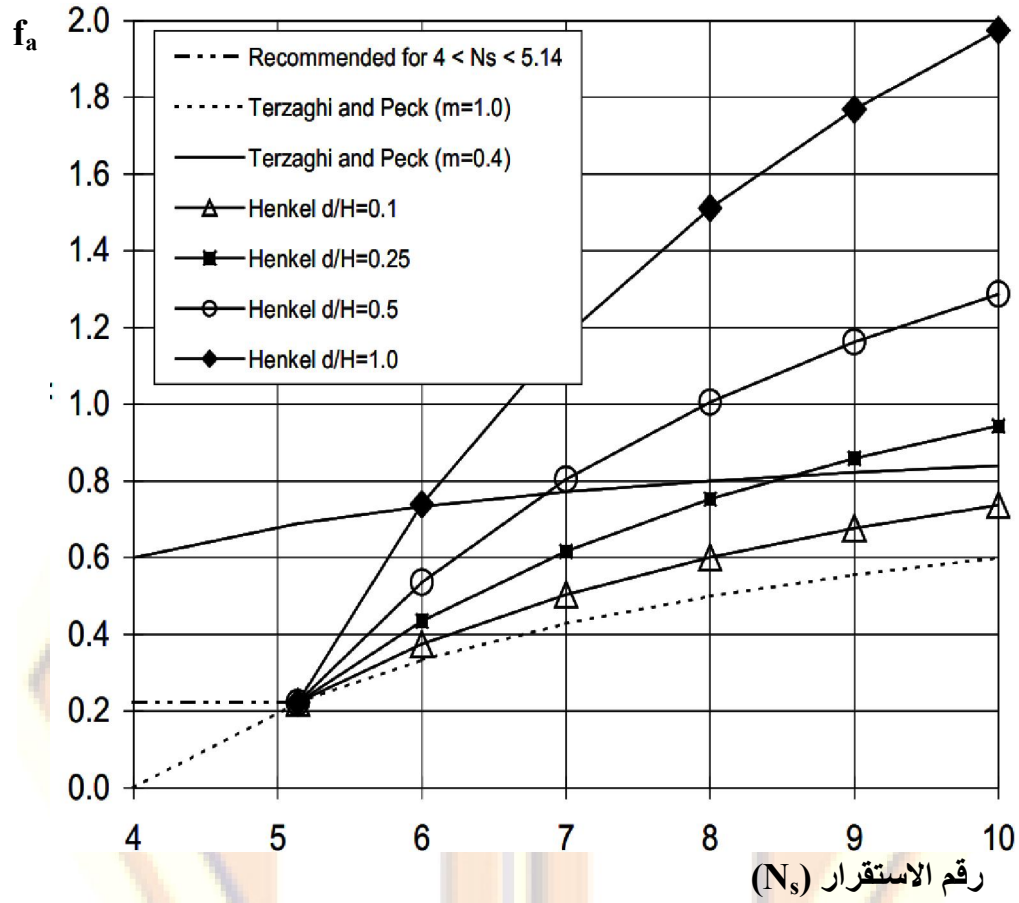
في حال تفريغ جزء من سطح التربة خلف الحفرية يصبح معامل الضغط الفعال كما يلي:

$$k_a = 1 - \frac{4 S_u}{\gamma \cdot H} + \frac{2 \sqrt{2} d}{H} \left[1 + \frac{\Delta H}{H} \left(1 + \frac{H + \Delta H}{(2-x) \sqrt{2} d} \right) - \frac{S_u}{\gamma \cdot H} \left(5.14 - \frac{2 S_u \cdot \Delta H}{\sqrt{2} \cdot S_u \cdot d} \right) \right]$$

حيث:

$$X, H, \Delta H: m, \quad S_u, S_{ub}: kPa$$

يمكن استنتاج معامل الضغط الفعال (k_a) بحسب (Terzaghi and Peck) من المخطط المبين في الشكل (6.4) الموضوع من قبل الباحث (Henkel)، وذلك بالاعتماد على النسبة (d/H).



الشكل (6.4) قيم معامل الضغط الفعال (f_a)

3.2.4 مخططات التحميل في التربة متعددة الطبقات:

Loading Diagrams for Stratified Soil Profiles

لا يمكن من خلال الطريقة السابقة تقدير قيم الضغط على جدران الإرساء ذات العناصر الشاقولية والأفقية، لأن الطريقة المذكورة تفترض أن طبقات التربة متجانسة في مقطعها. لذلك لا يمكن تقدير الضغط عند اختلاف مواصفاتها في المقطع.

من هنا تم تطوير نظرية تعتمد على الافتراضات التالية لتقدير هذا الضغط.

- يتم تقدير ضغط التربة على جدار الإرساء ذي العناصر الشاقولية والأفقية، وفق الطرق الجيوتكنيكية التقليدية، دون اعتبار خصوصية جدران الإرساء (أي مع إهمال تأثير الأنكورات).
- ينبغي تصعيد الحمولة الكلية المستنتجة من الطريقة السابقة بمعامل (1.3)، وذلك من أجل جدران الإرساء ذات العناصر الشاقولية والأفقية.
- توزيع القوى الناتجة وفق توزيع شبه منحرف كما في الشكل (2.4).

يمكن مع هذه الافتراضات تقدير ضغط التربة على الجدار بطريقة تقريبية. مع ضرورة الانتباه إلى أن هذه الطريقة غير صالحة إذا كان مستو الانهيار الحرج للتربة يمر من أسفل قاع الحفرية، وإلا فتتطلب دراسة خاصة لميكانيكية انهيار التربة... انظر (كتاب الجدران الاستنادية).

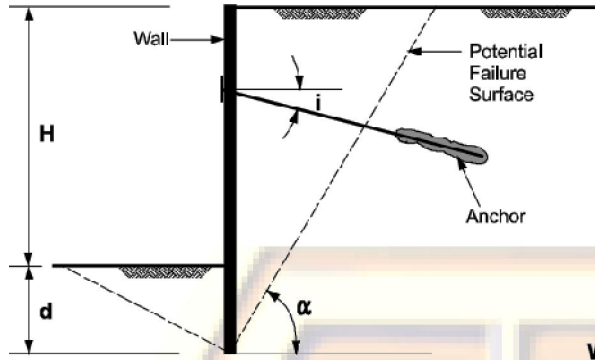
4.2.4 طريقة تحليل موشور الانزلاق:

Sliding Prism Analysis Method

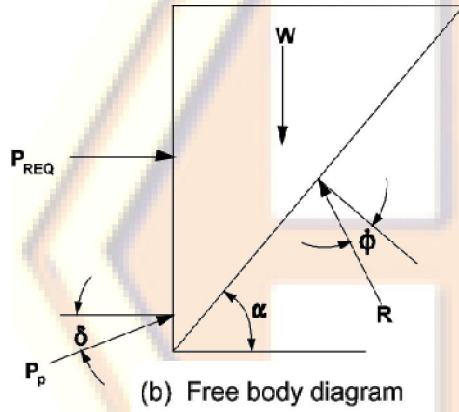
يمكن استخدام طريقة تحليل موشور الانزلاق لتقييم مجموع الحمولات الأفقية اللازمة لتأمين استقرار جدار الإرساء كما يلي... انظر (كتاب الجدران الاستنادية).

لندرس الجسم الطليق المبين في الشكل (7.4)، فبافتراض أن (H) هو ارتفاع الجدار، وأن (d) هو ارتفاع الجزء المظموور منه.

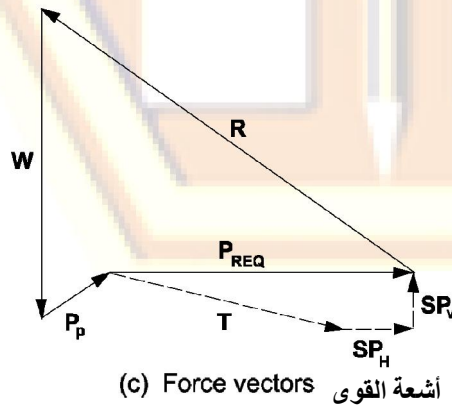
يتعرض الجدار في الجزء (d) إلى ضغط معاكس، يساهم في دعم الجدار ضد قوى دفع التربة.



(a) Example ground anchor wall system



(b) Free body diagram



(c) Force vectors أشعة القوى

نموذج لـ

W = Weight of soil mass

R = Frictional component of soil strength

P_p = Passive earth pressure resultant force

T = Total anchor force

SP_H = Horizontal resistant force from wall

SP_V = Vertical resistant force from wall

ϕ = Friction angle of soil

δ = Interface friction angle of soil/wall

i = Inclination of anchor

α = Inclination of potential failure surface

$\xi = d/H$

(W) وزن كتلة التربة.

مخذ

(R) مركبة قوة الاحتكاك لمقاومة التربة.

(P_p) قوة ضغط التربة السلبي.

(T) القوة الكلية في الأنكور.

(SP_H) قوة المقاومة الأفقية للجدار.

(SP_V) قوة المقاومة الشاقولية للجدار.

(δ°) زاوية الاحتكاك بين التربة والجدار.

(i°) زاوية ميل الأنكور.

(α°) زاوية سطح الانهيار.

(ξ) نسبة تساوي (d/H).

الشكل (7.4) قيم معامل الضغط الفعال (f_a)

سيبين الشكل السابق سطح الانهيار المحتمل. فبافتراض أن:
 $(T \cdot \cos i)$ القوة الناتجة عن المركبة الأفقية للقوى في الأنكورات.
 (SP_H) القوة الناتجة عن مقاومة الجزء المغمور من الجدار.
 (P_{REQ}) القوة المطلوبة لتأمين استقرار الجدار. وهي تنتج عن القوتين السابقتين.

تكون المقاومة المطلوبة لتأمين الاستقرار الأفقي:
 $(SP_v = T \cdot \sin i)$ المركبة الشاقولية لقوى الأنكورات.

تكون القوة المطلوبة لتأمين استقرار الجدار:

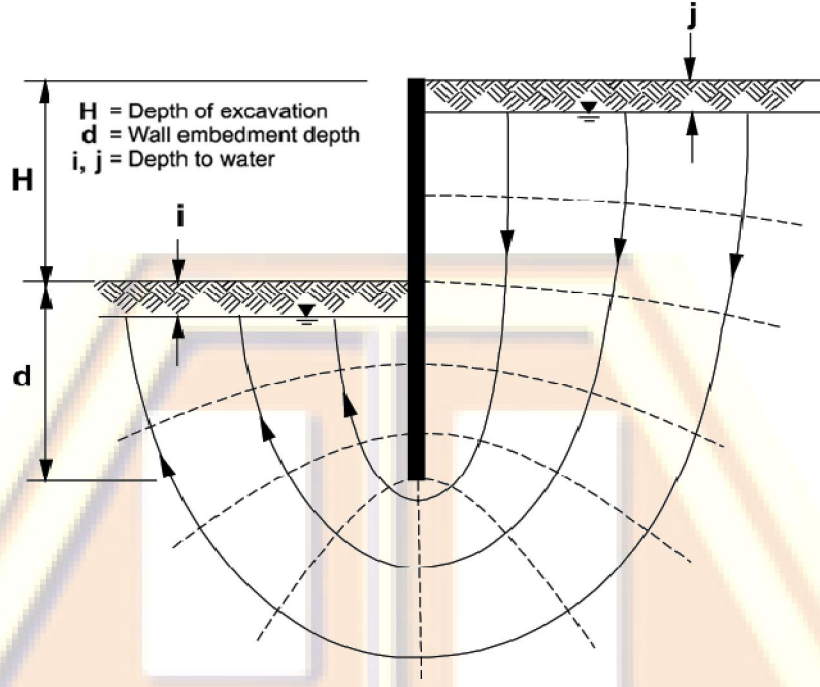
$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha} - f_p \cdot \xi^2 \left(\sin \delta + \frac{\cos \delta}{\tan (\alpha + \phi)} \right) \cdot \tan (\alpha - \phi) \right]$$

5.2.4 ضغط الماء: Water Pressures

لا تحتاج جدران الأنكورات الدائمة إلى دراسة ضغط الماء إذا تم تصميم نظام التصريف. أما في جدران الأنكورات المؤقتة، فمن الضروري حساب هذه الجدران لمقاومة قوى الضغط الهيدروستاتيكي الناتجة عن المياه في التربة. ويحتاج حساب هذا الضغط إلى دراسة خطوط الجريان نظراً لوجود جزء مغمور خلف الجدار كما في الشكل (8.4). وهي بذلك تختلف عن دراسة الجدران الاستنادية العادية.

يمكن تبسيط الحساب بافتراض أن المياه تتدفق ضمن القطاع الموجود ضمن الفرق بين منسوبي المياه أمام وخلف الجدار $(H + i - j)$ ووفق المسار الأقصر الذي يساوي طوله $(2d + H - i - j)$. ويعتبر الضغط الفعال (U_f) متساوياً في أسفل الجدار بين الأمام والخلف، حيث يحسب من العلاقة التالية. الشكل (9.4 a):

$$U_f = \frac{2 (d + H - j) \cdot (d - i)}{2d + H - i - j} \cdot \gamma_w$$



Flow net for a retaining wall

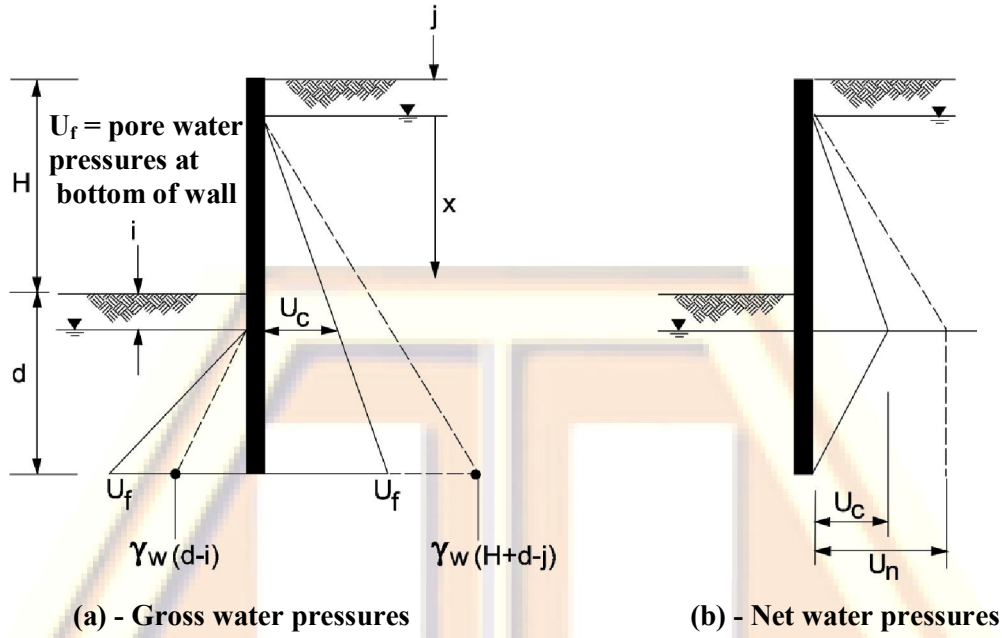
الشكل (8.4) شبكة جريان المياه حول جدار الإرساء.

تكون قيمة الضغط الصافي الذي يتعرض له الجدار (U_c) كما يلي... الشكل (9.4 b):

$$U_c = (H + i - j) \frac{2(d - i)}{2d + H - i - j} \cdot \gamma_w$$

يبين الشكلان (9.4 - a , b) مقارنة بين قيم ضغط الماء الصافي (U_n) في حال وجود وعدم وجود جريان، حيث يعطى الضغط الأخير بالعلاقة التالية:

$$U_n = (H + i - j) \cdot \gamma_w$$



الشكل (9.4) ضغط الماء الكلي وضغط الماء الصافي على الجدار.

6.2.4 ضغط التربة الناتج عن الحمولات السطحية:

Soil Pressures Due to Surface Loads

تؤدي الحمولات السطحية الموزعة بانتظام (uniform surcharge loads) فوق تربة الردم إلى زيادة ضغط التربة على جدار الإرساء. يكون مصدر هذه الأحمال، إما من الحمولات الميتة الناتجة عن وجود منشآت مجاورة، أو من الحمولات الحية الناتجة عن وجود طريق بجانب أعلى الحفرة.

تعطى الزيادة في ضغط التربة نتيجة هذه الحمولات بالعلاقة التالية:

$$\Delta \sigma_H = f \cdot q_s$$

حيث:

$(\Delta \sigma_H)$: فرق ضغط التربة على الجدار نتيجة الحمولة السطحية $(k \cdot P_a)$.

(q_s) : قيمة الحمولة السطحية الموزعة $(f \cdot p_a)$.

(f) معامل ضغط التربة نتيجة الحمولة السطحية.

وبحسب المواصفات (AASHTO - 96)، عندما تقع الحمولة الحية على سطح التربة والمتولدة من السيارات، ضمن مسافة أفقية من وجه الجدار تساوي نصف ارتفاعه ($H/2$)، تقدر الحمولة السطحية في هذه الحالة بحدود (12 kPa). كما تؤخذ الحمولة السطحية للأبنية المجاورة إذا كانت ضمن مسافة أفقية تساوي (H) من وجه الجدار.

3.4 تصميم الأنكورات الأرضية:

Ground Anchor Design

1.3.4 مقدمة: Introduction

تتناول هذه الفقرة تصميم الأنكورات من حيث ميكانيزمات انهيار كتل التربة المنزلقة. حيث يشتمل التصميم حساب الطول المتماسك والطول غير المتماسك، بالإضافة إلى شروط اختيار التسليح مسبق الإجهاد. وتباعدات الأنكورات الأفقية والشاقولية وميلها عن الأفق.

2.3.4 سطح الانهيار الحرج المحتمل:

Potential Critical Failure Surface

لكي تكون الأنكورات فعالة في تثبيت التربة المعرضة للانزلاق، يجب أن تثبت أو ترسى في منطقة تتجاوز سطح الانهيار. ضمن طبقة من التربة المستقرة. وعلى هذا الأساس يجب تحديد سطح الانهيار بشكل دقيق. وهو العامل الرئيسي في تحديد طول الأنكورات.

تعرف المنطقة غير المحملة من التربة بأنها المنطقة التي تقع بين سطح الانهيار وبين الجدار. ويسمى طول الأنكورات في هذه المنطقة بالطول غير المتماسك، حيث يمتد خلف منطقة سطح الانهيار لمسافة تساوي ($H/5$) أو (1.5 m) أيهما أكبر، حيث (H) ارتفاع الجدار. يحدد سطح الانهيار في الترب الغير حساسة للكتلة المنزلقة بالزاوية ($45+\phi/2$) ومن أجل تحديد سطح الانهيار في الحالة العامة يمكن الرجوع إلى (كتاب الجدران الاستنادية).

3.3.4 حساب حمولات الأنكورات من مخطط ضغط التربة:

Calculation of Ground Anchor Loads from Apparent Soil Pressure Diagrams

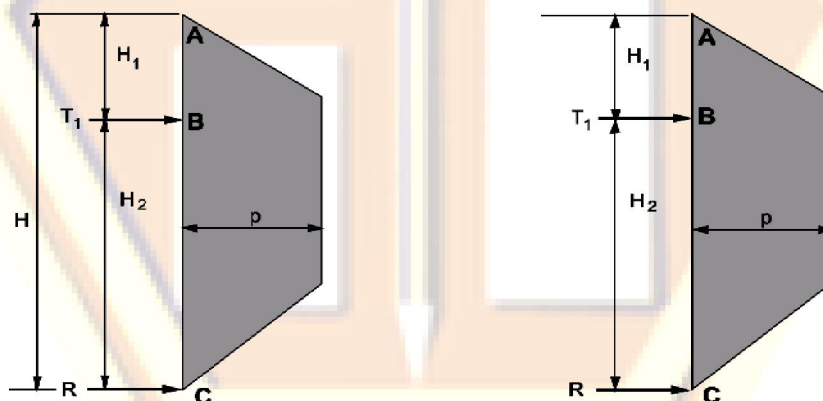
وجدنا سابقاً أنه يمكن تحديد رد فعل التربة على جدران الإرساء باستعمال احد الطرق التقريبية وذلك بحسب نوع التربة، وبعد أن يتم تحديد مخطط رد فعل التربة على الجدار يجب تحديد القوى المنقولة من الجدار إلى الأنكورات نتيجة الضغط.

هناك طريقتان لتحديد القوى الأفقية المنقولة من الجدار إلى الأنكورات هما:

■ الطريقة الأولى: طريقة المساحة الإضافية (Tributary Area Method).

■ الطريقة الثانية: طريقة المفصل (Hinge method).

يبين الشكل (10.4) رسمان تخطيطيان لهاتين الطريقتين. وتعتبر كلتا الطريقتان أن النقطة (c) في الشكل (10.4) تشكل نقطة استناد جانبية للجدار. انظر المثال (1) في الفصل الخامس.



Tributary area method

Hinge method

$$T_1 = \text{Load over length } H_1 + H_2/2$$

$$T_1 \text{ Calculated from } \sum M_C = 0$$

$$R = \text{Load over length } H_2/2$$

$$R = \text{Total earth pressure} - T_1$$

Calculation of anchor loads for one-level wall.

الشكل (10.4) حساب حمولة الأنكورات على صف واحد في الجدار.

تعتمد الطريقة الأولى على حساب حمولة الأنكور بالاعتماد على مساحة التحميل الفعالة. أما الطريقة الثانية فتعتمد على حساب حمولة الأنكورات من توازن العزوم.

يختلف الحساب بالطريقتين بحسب عدد صفوف الأنكورات كما يلي:

1. حالة وجود صف واحد من الأنكورات:

يبين الشكل (10.4) السابق حساب حمولة الأنكورات من مخطط دفع التربة

وفق الطريقتين. وذلك من أجل صف واحد من الأنكورات فقط، حيث تعطى القوى في هذا الصف وفق طريقة المساحة الإضافية كما يلي:

$$T_1 = \text{Load over } \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right)$$

ويكون رد الفعل:

$$R = \text{Load over } \left(\frac{H_2}{2} \right)$$

أما بالنسبة لطريقة المفصل فتحسب القوى في الصف الأول من الأنكورات (T_1) من توازن العزوم حول النقطة (C). ويكون رد الفعل مساوياً للضغط الكلي للتربة مطروحاً منه القوى (T_1) كما يلي:

$$T_1 = \text{From } \sum M_c = 0$$

$$R_1 = \text{Total earth pressur} - T_1$$

2. حالة وجود عدة صفوف من الأنكورات:

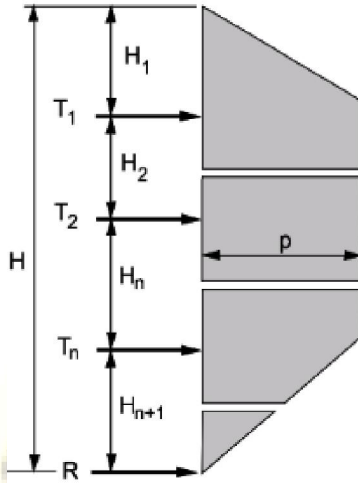
يبين الشكل (11.4) حساب حمولة الأنكورات من مخطط دفع التربة وفق الطريقتين المذكورتين، وذلك لعدة صفوف من الأنكورات. تكون القوى وردود الأفعال في هذه الصفوف وفق طريقة المساحة الإضافية كما يلي.. انظر المثال (1) في الفصل الخامس.

$$T_1 = \text{Load over } \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right)$$

$$T_2 = \text{Load over } \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right)$$

$$T_n = \text{Load over } \left(\frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right)$$

$$R = \text{Load over } \left(\frac{H_{n+1}}{2} \right)$$



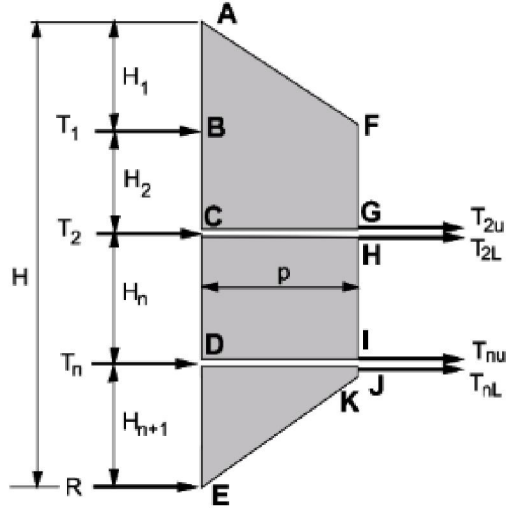
Tributary area method

$$T_1 = \text{Load over length } H_1 + H_2 / 2$$

$$T_2 = \text{Load over length } H_2/2 + H_n / 2$$

$$T_n = \text{Load over length } H_n/2 + H_{n+1}/2$$

$$R = \text{Load over length } H_{n+1} / 2$$



Hinge method

$$T_1 = \text{Calculated from } \sum M_C = 0$$

$$T_{2u} = \text{Total earth pressure (ABCGF) - } T_1$$

$$T_{2L} = \text{Calculated from } \sum M_D = 0$$

$$T_{nu} = \text{Total earth pressure (CDIH) - } T_{2L}$$

$$T_{nL} = \text{Calculated from } \sum M_E = 0$$

$$R = \text{Total earth pressure - } T_1 - T_2 - T_n$$

$$T_2 = T_{2u} + T_{2L}$$

$$T_n = T_{nu} + T_{nL}$$

Calculation of anchor loads for multi-level wall.

الشكل (11.4) حساب حمولة الأنكورات على أكثر من صف واحد في الجدار.

كما تكون القوى في صفوف الأنكورات ورد الفعل وفق طريقة المفصل كما يلي:

$$T_1 = \text{From } \sum M_c = 0$$

$$T_{2u} = ABCGF - T_1$$

$$T_{2L} = \text{From } \sum M_D = 0$$

$$T_{nu} = CDIH - T_{2L}$$

$$T_{nL} = \text{From } \sum M_E = 0$$

$$T_2 = T_{2u} + T_{2L}$$

$$T_n = T_{nu} + T_{nL}$$

$$R = \text{Total (AFKE)} - T_1 - T_2 - T_n$$

يتشكل رد الفعل (R) أسفل الحفرية والنتاج عن إرساء العناصر الشاقولية ضمن عمق من التربة بسبب الضغط السلبي من الأنكورات عليها. ومن أجل تشكل هذا الضغط يجب أن تكون التربة مترابطة. وبالتالي ومن أجل صحة التحليل السابق، فإن رد الفعل في هذه الحالة يساوي، مساحة مخطط الضغط الممتد من أسفل الجدار إلى منتصف المسافة بين أسفله وآخر أنكور يتم إرساؤه... انظر مثالي الفصل الخامس.

إذا كانت التربة ضعيفة أو مفككة، فيمكن ألا يتشكل الضغط السلبي اللازم لتوليد رد الفعل (R). وفي هذه الحالة لا يختلف الحساب السابق. إلا أنه يتم تصميم الأنكور السفلي ليتحمل القوى الناتجة عن التحليل مضافاً إليها قيمة (R).

بعد حساب القوى الأفقية من التحليل بطريقة المساحة الإضافية أو بطريقة المفصل نحصل على القوى الأفقية في كل صف من الأنكورات في واحدة العرض من الجدار (T_{hi}). وتكون مركبة القوة الأفقية الكلية التي يتحملها الأنكور الواحد هي:

$$T_h = T_{hi} \cdot S$$

حيث (S) التباعد الأفقي بين الأنكورات:
أما القوة التصميمية للأنكور الواحد (T) فتساوي:

$$T = \frac{T_h}{\cos \theta}$$

المركبة الشاقولية من الحمولة (T_v) تساوي:

$$T_v = T \cdot \sin \theta$$

حيث (θ) زاوية ميل الأنكور عن الأفق.

4.3.4 تصميم الطول غير المتماسك للأنكورات:

Design of the Unbonded Length

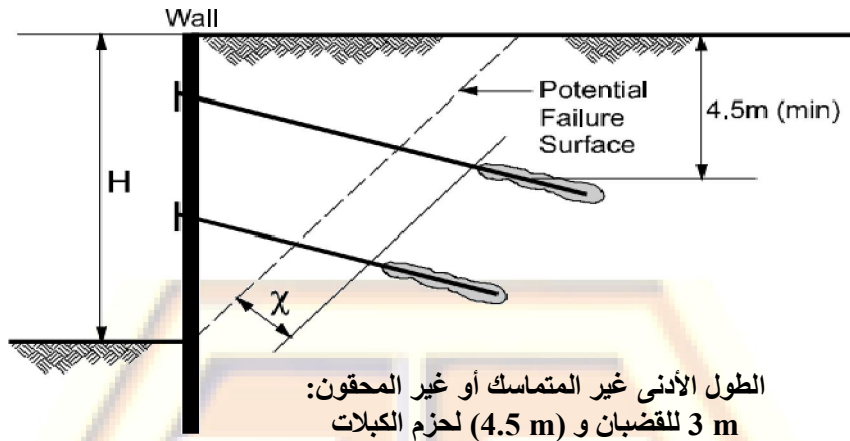
يعتبر الطول غير المتماسك في الأنكور هو الطول المسؤول عن نقل القوى من الجدار عبر حديد التسليح، إلى الطول المتماسك. وذلك لتفريغ هذه القوى في التربة.

من أجل ضمان سلامة نقل الإجهادات وتجنب بعض التأثيرات غير المرغوبة، يجب تحقيق اشتراطات خاصة تتعلق بالطول غير المتماسك كما يلي:

1. يجب ألا يقل هذا الطول عن (4.5 m) وذلك للأنكورات ذات التسليح من حزم القضبان. أو عن (3 m) للأنكورات ذات التسليح على هيئة كابل شد (انظر الفصل الثاني والمثال 1 من الفصل الخامس).

2. من أجل تأمين نقل سليم للحمولات ضمن طول التماسك ينصح بأن يمتد الطول غير المتماسك لمسافة تساوي (H/5) أو (1.5 m) خلف سطح الانهيار لكتلة التربة المنزلقة... حيث (H) ارتفاع جدار الإرساء.

3. يفضل أن يتم ضخ المونة الإسمنتية ضمن الطول المتماسك والطول غير المتماسك بأن واحد. وذلك من أجل ضمان العمل المشترك بينهما. وفي حال عدم إمكانية ذلك (مثلاً في حالة الأنكورات ذات الأقطار الكبيرة) فيتم عندئذ صب الطول المتماسك كمرحلة أولى، ثم اختبار الأنكور. ومن ثم يتم صب الطول غير المتماسك كمرحلة ثانية. انظر الشكل (a , b - 1.11.4) الذي يبين التباعد الأفقي والشافولي.

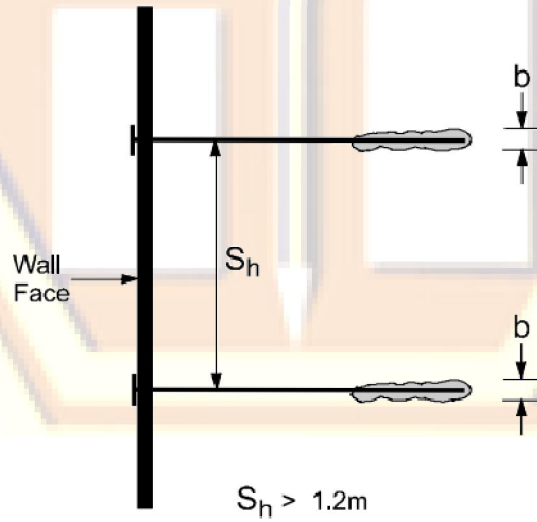


Minimum unbonded length = 3m (bar)
4.5m (strand)

$\chi = 1.5\text{m}$ or $0.2H$, whichever is greater

(a) Wall cross section

الشكل (a . 1.11.4) مقطع في الجدار.



(b) Wall plan view

الشكل (b . 1.11.4) مسقط أفقي الجدار.

5.3.4 الأنكورات المضغوطة: Compression Anchors

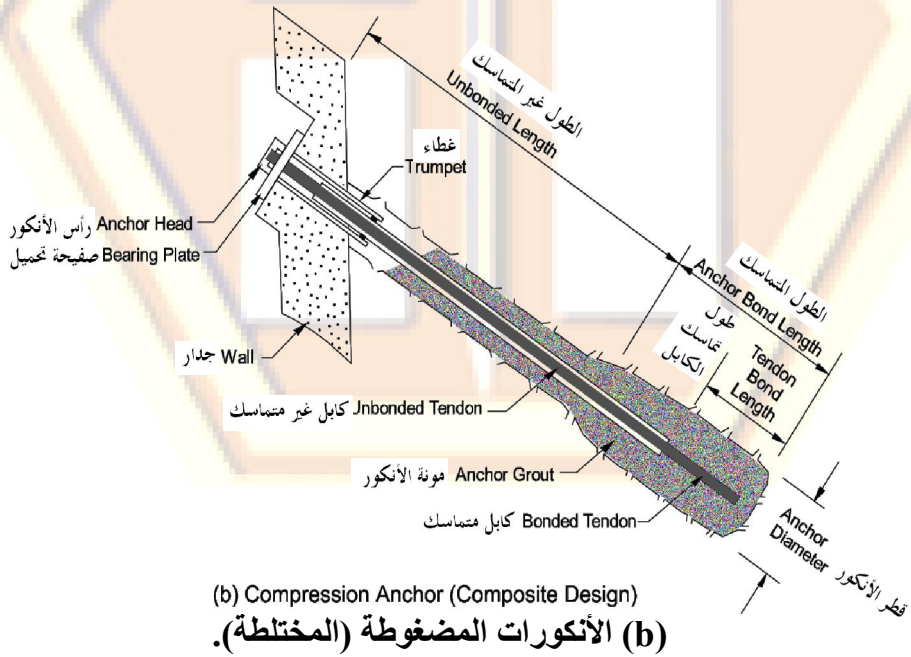
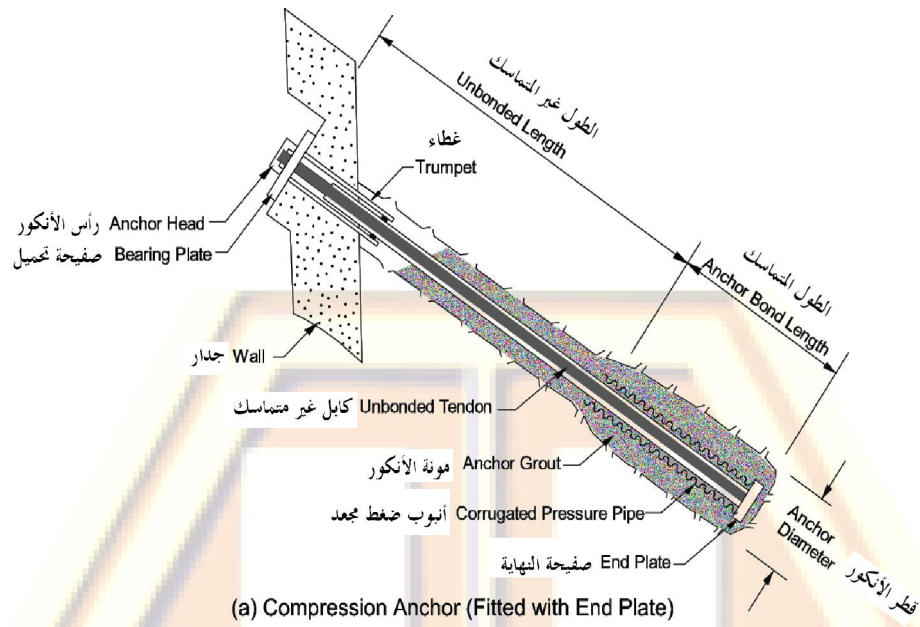
تعرف الأنكورات المضغوطة بأنها تلك العناصر التي يكون فيها طول التماسك المغلف بالمونة الإسمنتية معرضاً للضغط جزئياً أو كلياً. يكون طول التماسك للبيتون في الأنكورات المعرضة للشد، متطابقاً مع طول التماسك لحديد التسليح. أما في الأنكورات المضغوطة فيختلف طول تماسك التسليح عن طول تماسك الأنكور. يوجد نوعان من الأنكورات المضغوطة، يختلفان بحسب منطقة التماسك في الأنكور:

النوع الأول:

وهي الأنكورات المضغوطة المزودة بصفحة طرفية في نهاية طول التماسك كما في الشكل (12.4 - a).

النوع الثاني:

وهي الأنكورات المضغوطة المختلطة. والتي تعرف بأنها الأنكورات ذات طول تماسك التسليح الذي يمتد لمسافة معينة ضمن طول التماسك للأنكور، كما في الشكل (12.4 - b). يتم نقل الحمولة الضاغطة في النوع الأول عبر الصفحة المثبتة في نهاية طول التماسك. أما في النوع الثاني فيتم نقل تلك الحمولة عبر طول تماسك الكابل. تكون أقطار هذه الأنكورات عادةً كبيرة وتستخدم في التربة الحساسة، ويكون طول التماسك للشد بين (50% - 100%) من طول التماسك.



الشكل (12.4)

6.3.4 تصميم طول التماسك للأنكورات:

Design of the Anchor Bond Length

يعتمد تقدير قدرة تحمل الأنكورات في الطول التماسك على التجارب الحقلية. وتختلف قدرة تحمل الأنكورات باختلاف ما يلي:

- نوع التربة.
- طريقة الحفر.
- الزمن الذي تترك فيه الحفرة مفتوحة قبل الصب.
- طريقة الحقن.
- طريقة التنفيذ.
- قطر الحفرة.
- طول منطقة التماسك.

يجب أن يتم حساب قدرة تحمل منطقة التماسك بالاعتماد على الطريقة الشائعة في التنفيذ للحصول على الحالة الأخطر، وهي الصب تحت تأثير الجاذبية. فإذا تراوحت الحمولة التصميمية بين (1160 – 260 kN) يمكن القيام بالتنفيذ دون الحاجة إلى أية معدات ثقيلة للوصول إلى هذه القيمة من المقاومة.

يتراوح طول التماسك الشائع بين (9 - 18 m). ويصل الطول غير التماسك إلى (3 m). وذلك للأنكورات ذات التسليح بالكابلات وإلى (4.5 m) للأنكورات ذات التسليح بالقضبان. ويضمن هذا الطول سلامة نقل الحمولة عبر التسليح ومقاومة التأثيرات الناتجة عن زحف التربة.

يتراوح ميل الأنكورات عادةً بين (45° - 10°)، وذلك بحسب وجود أساسات مجاورة للحفرية أو بحسب طبقات التربة.

يتم تقدير مقاومة الأنكورات على طول التماسك بحسب نوع وكثافة التربة، سواء أكانت الأنكورات مرساة في تربة عادية أو صخرية كما يلي:

1.6.3.4 الأنكورات المرساة في التربة العادية:

تساعد تجربة (SPT) لتحديد كثافة التربة النسبية في تقدير مقاومة الأنكورات ضمن طول التماسك.

يعطي الجدول (3.4) قدرة تحمل الأنكورات في واحدة الطول من طول التماسك إذ يتم حساب المقاومة المذكورة بضرب هذه القيمة بطول التماسك وتقسيم الناتج على معامل أمان يساوي (2).

كما يعطي الجدول (4.4) إجهاد التماسك الوسطي بين المونة الإسمنتية والتربة بحسب نوع التربة.

الجدول (3.4) - الحمولة المنقولة في واحدة طول التماسك للتربة العادية.		
نوع التربة	معدل الكثافة النسبية / SPT	الحمولة التقديرية المنقولة kN/m
خليط رمل وحصى	مخلل (4 - 10).	145
	متوسط الكثافة (11 - 30).	220
	كثيف (31 - 50).	290
رملية	مخلل (4 - 10).	100
	متوسط الكثافة (11 - 30).	145
	كثيف (31 - 50).	190
خليط رمل وغضار	مخلل (4 - 10).	70
	متوسط الكثافة (11 - 30).	100
	كثيف (31 - 50).	130
خليط غضار وسيلت	مخلل (4 - 10).	30
	متوسط الكثافة (11 - 30).	60

الجدول (4.4) إجهاد التماسك بين طول التماسك والتربة بحسب نوع التربة					
تربة صخرية		تربة متماسكة		تربة غير متماسكة	
نوع الصخر	إجهاد التماسك الحدي الوسطي Mpa	نوع الأنكور	إجهاد التماسك الحدي الوسطي Mpa	نوع الأنكور	إجهاد التماسك الحدي الوسطي Mpa
غرانيت وبازلت	1.7 – 3.1	أنكور محقون تحت الثقالة	0.03 – 0.07	أنكور محقون تحت الثقالة	0.07 – 0.14
حجر صفانحي دولوميتي	1.4 – 2.1	أنكور محقون تحت الضغط		أنكور محقون تحت الضغط	
حجر دولوميتي طري	1.0 – 1.4	غضار سيلتي ناعم		رمل ناعم بين متوسط إلى عالي الكثافة	0.08 – 0.38
صخر من صفانح قاسية	0.8 – 1.4	غضار سيلتي		رمل خشن متوسط الكثافة	0.11 – 0.66

الجدول (4.4) إجهاد التماسك بين طول التماسك والترتبة بحسب نوع التربة					
تربة صخرية		تربة متماسكة		تربة غير متماسكة	
صخر من صفائح ناعمة	0.2 – 0.8	غضار بين متوسط إلى عالي اللدونة	0.03 – 0.01	رمل متوسط الخشونة ومتوسط الكثافة	0.25 – 0.97
حجر رملي عادي	0.8 – 1.7	غضار قاسي متوسط اللدونة	0.07 – 0.17	رمل سيلتي	0.17 – 0.41
حجر رملي صفائح	0.2 – 1.1	غضار قاسي جداً متوسط اللدونة	0.2 – 1.1	طين قاسي متجمد	0.30 – 0.52
طين	0.15 – 0.25	غضار قاسي متوسط اللدونة	0.15 – 0.25	حصي ورمل متوسط الكثافة	0.21 – 1.38
بيتون	1.4 – 2.8	صفائح رملية قاسية	1.4 – 2.8		0.28 – 1.38

2.6.3.4 الأنكورات المرساة في التربة الصخرية:

يتراوح طول التماسك عادةً في الأنكورات المرساة في التربة الصخرية بين (3 - 10 m). ويتم تقدير مقاومة الأنكورات في طول التماسك في المتر الطولي، بحسب نوع الصخر.

يمكن أيضاً تقدير مقاومة الأنكورات في طول التماسك من الجدول (4.3) وفق إجهاد التماسك الوسطي بين الاسمنت والصخر.

يعطي الجدول (5.4) حدود قيم الحمولة المنقولة، حيث يتم حساب المقاومة على طول التماسك بضرب هذه القيمة بطول التماسك، ثم تقسيم الناتج على معامل أمان يساوي (2).

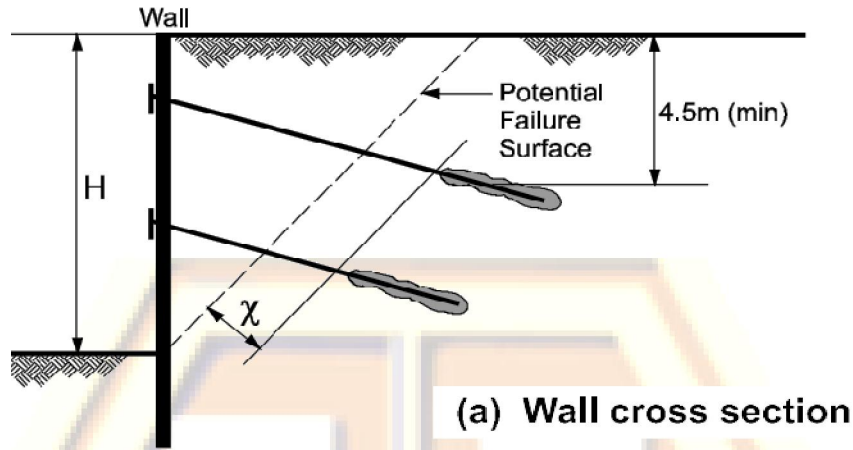
الجدول (5.4) الحمولة المنقولة للتربة الصخرية في واحدة الطول من طول التماسك	
نوع الصخر	الحمولة المنقولة (kN)
غرانيت أو بازلت	730
حجر كلسي	580
صخور كلسية طرية	440
حجر رملي	440
تربة صفائحية قاسية	360
تربة صفائحية طرية	150

4.4 التباعد بين الأنكورات:

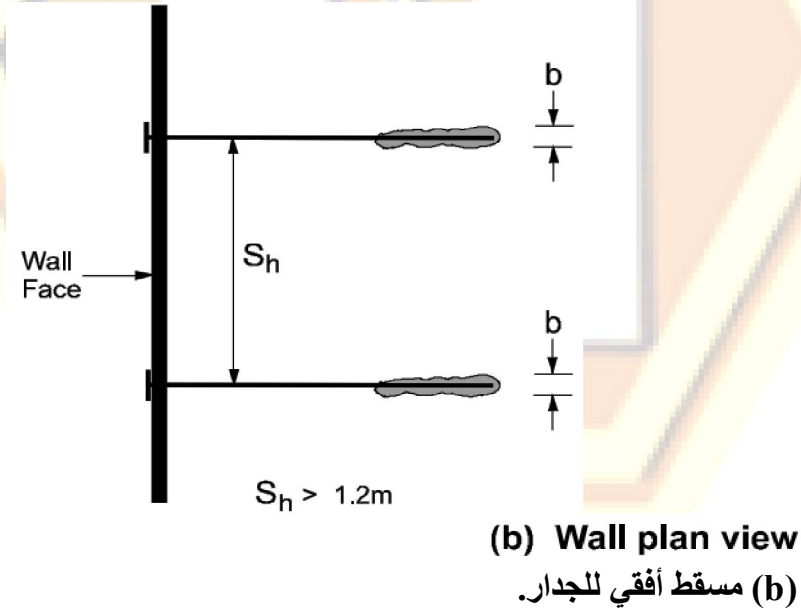
يصمم الأنكور ليحمل حمولة مساحة اعتبارية من التربة تتعلق قيمتها برد فعل التربة على جدار الإرساء. ويتم تحديد كل من قطر الأنكور والتباعد الأفقي والشاقولي بين الأنكورات بالإضافة إلى طريقة الحفر والحقن، بالاستناد إلى رد فعل التربة المحسوب.

يعتمد التباعد الأفقي والشاقولي بين الأنكورات بشكل رئيسي على ما يلي:

- مقاومة الأنكورات.
 - جملة جدران الإرساء الشاقولية.
 - وجود أساسات أبنية مجاورة للحفرية.
 - الصلابة المطلوبة لجملة الإرساء من أجل منع الحركة النسبية.
- يتم اختيار التباعد الشاقولي بين أول أنكور وبين سطح الأرض وفق اعتبار عدم زيادة تشوهات الجدار عن الحد المسموح، وعدم زيادة الضغط السلبي نتيجة إجراء اختبارات التحميل، فقد تصل الحمولة إلى (133 %) من الحمولة التصميمية للأنكورات. ويجب ألا تقل هذه المسافة مقاسة من مركز الطول التماسك للأنكور الأول وبين سطح الأرض عن (4.5 m) كما هو مبين في الشكل (13.4 - a) ... انظر مثالي الفصل الخامس.
- يعتمد التباعد الشاقولي بين الأنكورات على حمولة الأنكور، وعلى مقاومة الانعطاف للعناصر الشاقولية من جدار الإرساء. أو على مقاومة الانعطاف للصفائح الوتدية في حال استخدامها كجملة شاقولية.



Minimum unbonded length = 3m (bar)
4.5m (strand)
 $\chi = 1.5\text{m or } 0.2H$, whichever is greater



الشكل (13.4) التباعد الأفقي والشاقولي بين الأنكورات.

5.4 خيار الفولاذ مسبق الإجهاد:

Selection of Prestressing Steel

يجب اختيار فولاذ التسليح مسبق الإجهاد (سواء كان قضيب واحد أو حزمة قضبان) بحيث يكون قادراً على نقل الحمولة عبر الأنكور إلى الطول المتماسك بشكل آمن، ودون حدوث انهيار. وذلك مع عوامل أمان محددة. سواء في مرحلة اختبار الأنكورات أو في مرحلة الاستثمار.

عند استخدام مقاومة الشد الدنيا لفولاذ التسليح يجب ألا تزيد حمولة الأنكور التصميمية عن (60%) من مقاومة الأنكور. كما يجب ألا تزيد حمولة الاختبار العظمى عن (80%) من مقاومة الأنكور.

يبين الجدول (6.4) أبعاد ومقاومة فولاذ قضبان سيق الإجهاد المستخدمة في تسليح الأنكورات بحسب (ASTM- A722).

كما يبين الجدول (7.4) أبعاد ومقاومة الكابلات وقضبان سيق الإجهاد، بحسب عدد الحزم ووفقاً للمواصفة (ASTM- A722). مع الإشارة إلى أن الحزمة مكونة من سبعة أسلاك مجدولة.

يتكون الشداد عندئذ من عدد من الحزم من ماركة للفولاذ المستخدم في تسليح الحزم (Grade 270) ووفقاً للمواصفات السابقة يكون إجهاد الخضوع في فولاذ كابلات سيق الإجهاد المذكور (1860 N/mm^2) لحزمة واحدة من قطر (15 mm).

الجدول (6.4) أبعاد ومقاومة فولاذ القضبان مسبق الإجهاد (ASTM- A722).							
قوة الضغط			المقاومة الاسمية	المقطع الاسمي	الإجهاد الحدي	القطر الاسمي	ماركة الفولاذ
$0.6 A_{ps} f_{ps}$	$0.7 A_{ps} f_{ps}$	$0.8 A_{ps} f_{ps}$	$A_{ps} \cdot f_{ps}$	A_{ps}	f_{pu}	in	ksi
kips	kips	kips	kips	in ²	ksi		
76.5	89.3	102.0	127.5	0.85	150	1	150
112.5	131.3	131.3	187.5	1.25		1 1/4	
142.2	165.9	165.9	237.0	1.58		1 3/8	
240.0	280.0	280.0	400.0	2.66		1 3/4	
466.8	622.4	435.7	778.0	5.19		2 1/2	
81.6	95.2	108.8	136.0	0.85	160	1	160
120.0	140.0	160.0	200.0	1.25		1 1/4	
151.7	177.0	202.3	252.8	1.58		1 3/8	
kN	kN	kN	kN	mm ²	N/mm ²	mm ²	ksi
431	398	454	568	548	1035	26	150
501	501	668	835	806		32	
633	633	844	1055	1019		36	
1068	1068	1423	1779	1716		45	
2077	2077	2769	3461	3348		64	
363	363	484	605	548	1104	26	160
534	534	712	890	806		32	
675	675	900	1125	1019		36	

الجدول (7.4) أبعاد ومقاومة فولاذ الكابلات مسبقة الإجهاد (ASTM- A722).										
قوة سبق الإجهاد						المقاومة الحديدية		مساحة المقطع الكلي		عدد الجدائل للقطر 15 mm
0.6 A _{ps} f _{ps}		0.7 A _{ps} f _{ps}		0.8 A _{ps} f _{ps}						
kN	kips	kN	kips	kN	kips	kN	kips	mm ²	in ²	
156	35.2	182	41.0	209	46.9	260.7	58.6	140	0.217	1
469	105.5	547	123.1	626	140.6	782.1	175.8	420	0.651	3
626	140.6	930	164.1	834	187.5	1043	234.4	560	0.8768	4
782	175.8	912	205.1	1043	234.4	1304	293.0	700	1.085	5
1095	246.1	1277	287.1	1460	328.2	1825	410.2	980	1.519	7
1408	316.4	1642	269.2	1877	421.9	2346	527.4	1260	1.953	9
1877	421.9	2190	492.2	2503	562.6	3128	703.2	1680	2.604	12
2346	527.4	2737	615.3	3128	703.2	3911	879.0	2100	3.255	15
2972	668.0	3467	779.4	3963	890.7	4953	1113.4	2660	4.123	19

يجب تحديد نوع الأنكورات والتسليح المستخدم قبل البدء بالتصميم، لأن قطر الحفرة يعتمد على كل من عدد القضبان ونوع التسليح.
يبين الجدول (8.4) أقطار الثقوب المقترحة بحسب نوع التسليح وعدد القضبان.

الجدول (8.4) أقطار الثقوب المقترحة بحسب نوع التسليح وعدد القضبان		
نوع الكابلات		القطر الكلي لثقوب الكابلات المحمية من التآكل mm
حزمة من قطر 15 mm	الصف I	الصف II
4	102	150
7	115	165
9	127	178
11	140	191
13	153	203
17	165	216
قطر القضيب mm	الصف I	الصف II
26	64	89
32	70	95
36	76	102

6.4 تصميم جدران الإرساء على الضغط الجانبي: Wall Design Based On Lateral Pressures

1.6.4 تصميم العناصر الشاقولية والصفائح الوتدية:

Design of Soldier Beams and Sheet Piles

ذكرنا في الفقرة (5.2) من الفصل الثاني أن حوامل الأنكورات تتكون إما من جدران الإرساء ذات العناصر الشاقولية والعناصر الأفقية، أو من الصفائح الوتدية.

وفي كلا الحالتين يجب أن تصمم هذه الجدران لمقاومة تأثير الضغط الناتج عن دفع التربة أو عن الماء أو عن تأثير القوى الزلزالية.

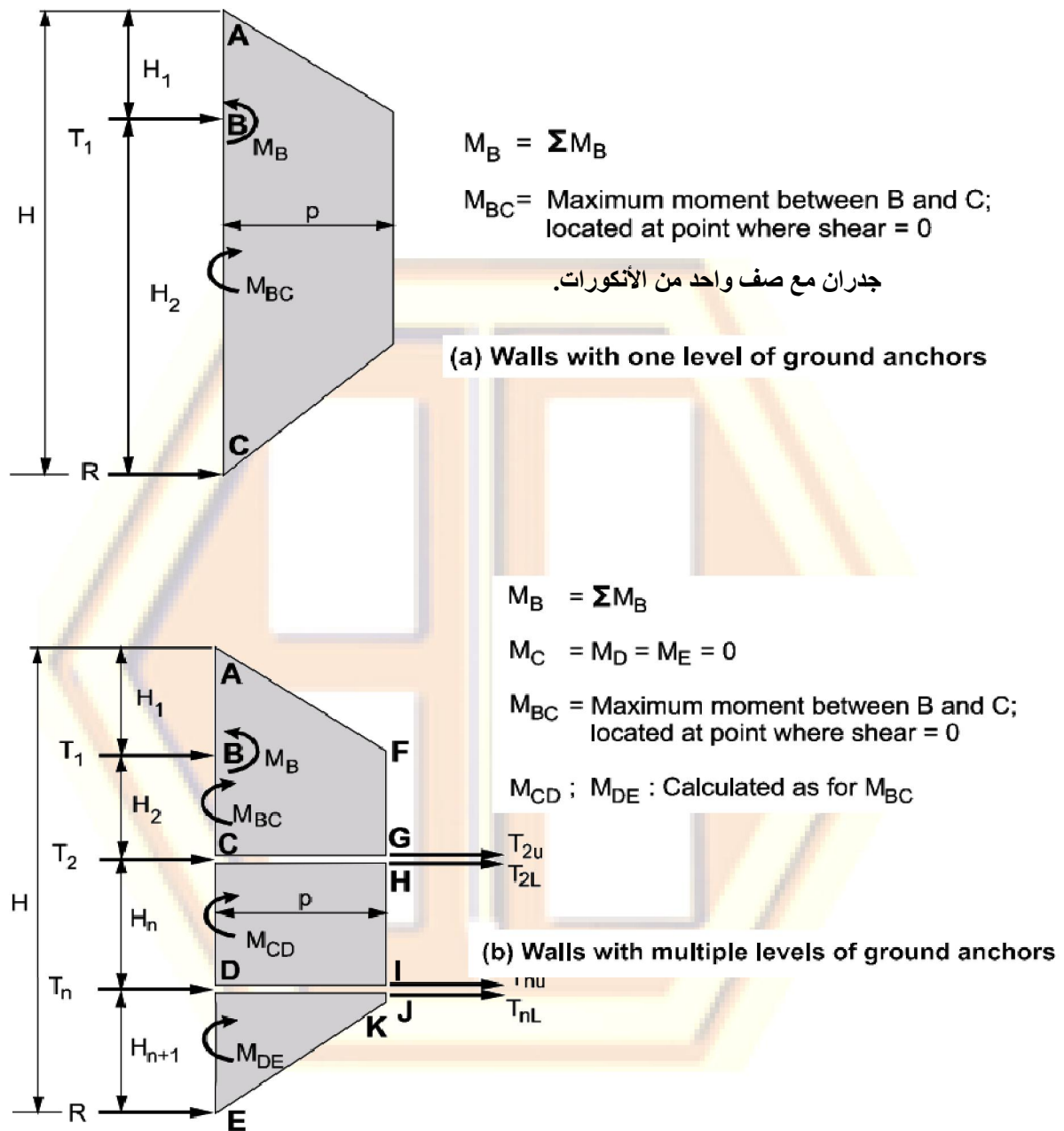
يتعلق مكان العزوم الناتجة في جدران الإرساء بطبيعة التربة ففي الترب القاسية كالرمل أو الغضار المتماسك. وينشأ العزم الأعظمي في الجزء المكشوف من الجدار (بين سطح الأرض وأسفل الحفرية). أما في الترب الرخوة ينشأ العزم الأعظمي في القسم المظمو من الجدار... (المثال 1 في الفصل الخامس).

يبين الشكل (14.4) العزوم الناتجة في الجدار نتيجة ضغط التربة وفق طريقة المفصل (Hinge method) المذكورة في الفقرة (3.3.4). وذلك من أجل صف واحد ومن أجل عدة صفوف من الأنكورات.

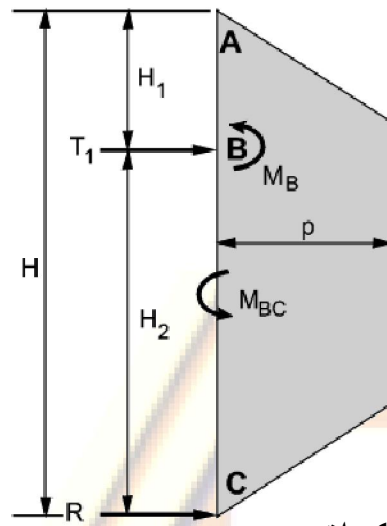
يتشكل عزم انعطاف سالب في النقطة (B) عند أول صف من الأنكورات كما تتشكل عزوم موجبة على الجدار في المناطق الأسفل بين الأنكورات، ويتم حساب العزم السالب في النقطة (B) من توازن العزوم حول النقطة المذكورة. وتتشكل العزوم الموجبة العظمى بين الأنكورات في مناطق القص الأدنى. انظر المثال (1) في الفصل الخامس.

كما يبين الشكل (15.4) العزوم الناتجة في الجدار نتيجة ضغط التربة وفق طريقة المساحة الإضافية (Tributary Area Method) المذكورة في الفقرة (3.3.4)، وذلك من أجل الجدران مع صف واحد من الأنكورات، ومن أجل عدة صفوف.

يتشكل عزم انعطاف سالب في النقطة (B) عند أول صف من الأنكورات. كما تتشكل العزوم الموجبة بين هذه العناصر. أما العزوم عند الأنكورات السفلية فتساوي الصفر.



الشكل (14.4) العزوم الناتجة في الجدار وفق طريقة المفصل (Hinge method)



$$M_B = \frac{13}{54} H_1^2 p$$

$$T_1 = \frac{(23H^2 - 10HH_1)}{54(H-H_1)} p$$

$$R = \frac{2}{3} Hp - T_1$$

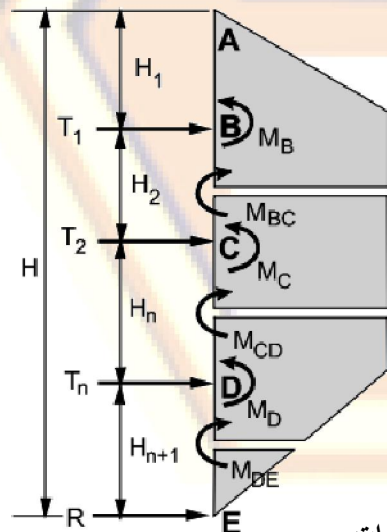
Solve for point of zero shear

$$x = \frac{1}{9} \sqrt{(26H^2 - 52HH_1)}$$

$$M_{BC} = Rx - \frac{px^3}{4(H-H_1)}$$

جدران مع صف واحد من الأنكورات.

(a) Walls with single level of ground anchors



$$M_B = \frac{13}{54} H_1^2 p$$

$$T_1 = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p$$

$$T_2 = \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) p$$

$$T_n = \left(\frac{H_n}{2} + \frac{23H_{n+1}}{48} \right) p$$

$$R = \left(\frac{3}{16} H_{n+1} \right) p$$

Maximum moment below B = $pL^2/10$
where L is the larger of H_2, H_n, H_{n+1}

جدران مع عدة مناسب من الأنكورات.

(b) Walls with multiple level of ground anchors

الشكل (15.4) العزوم الناتجة في الجدار بطريقة المساحة الإضافية (Tributary Area Method)

يتم حساب العزم الأعظمي في أي من العناصر الشاقولية من الجدار بضرب قيمة العزم في واحدة الطول من الجدار من الشكلين (13.4) و (14.4)، بالتباعد بين العناصر الشاقولية (من المركز الى المركز).

بعد حساب العزوم يتم تصميم العناصر الشاقولية بحسب أنواعها، بحيث لا يزيد إجهاد الانعطاف (F_b) في العناصر الشاقولية عن ($0.55 f_y$) حيث أن (f_y) إجهاد الخضوع لمادة الفولاذ المستخدمة. وبالتالي يحسب معامل المقطع المطلوب اختياره للعناصر الشاقولية كما يلي:

$$S_{req} = \frac{M_{max}}{F_b}$$

حيث:

S (mm^3)

M_{max} (kN . m)

F_b (Mpa)

- لا تكون نهاية الحفرية عاملاً حاسماً في تحديد القوى والعزوم على الجدار، يتم تحليل الجدار وفق مراحل تنفيذه. حيث يتم حساب العزوم في كل مرحلة، والتصميم على العزم الأكبر. وتنشأ هذه الحالة في الأوضاع التالية:
- عند استخدام الشكل المثلي لتمثيل ضغط التربة على الجدار.
- عند استمرار الحفر لمسافة أكبر من التباعد بين الأنكورات دون إرساء أي أنكور.
- عند وجود تربة ضعيفة أسفل الحفرية.
- عند وجود منشآت مجاورة لجدار الارساء.

2.6.4 تصميم العناصر الأفقية من أجل التدعيم المؤقت:

Design of Lagging for Temporary Support

تقوم العناصر الأفقية في جدران الارساء بنقل حمولة التربة الى العناصر الشاقولية والتي تنقلها بدورها الى الانكورات لتفريغها في كتلة التربة المستقرة. يمكن أن تكون هذه العناصر من الخشب أو البيتون. إلا أن العناصر الخشبية تستخدم في التدعيم المؤقت بشكل أوسع نظراً لسهولة حملها والتعامل معها، مقارنة مع البيتونية. يتغير طول العنصر الأفقي بحسب تباعد ونوع العناصر الشاقولية. حيث يتراوح بين (1.5 – 3 m).

يمكن اختيار سماكة هذه العناصر بالنسبة للعناصر الخشبية بشكل تجريبي من الجدول (9.4)، حيث تتعلق بنوع التربة وطول هذه العناصر.

في حال استخدام العناصر الأفقية الخشبية في الانشاء الدائم للجدران يجب مراعاة معايير الحماية من تأثيرات الجو المحيطي ومن التآكل نتيجة التماس مع التربة. والحماية من الحريق والاهتراء الطبيعي.

عندما تكون وظيفة الجدار دعم الحفرية بصورة دائمة يتم استخدام العناصر الأفقية الببتونية المصبوبة في المكان (CIP). وينصح بعدم استخدام العناصر الببتونية مسبقة الصنع بسبب صعوبة التنفيذ.

يجب أن تقاوم هذه العناصر ضغط التربة وضغط المياه الجوفية والحمولات السطحية والزلازل في حال وجودها.

الجدول (9.4) سماكة العناصر الأفقية المستخدم في جدران الإرساء.							
سماكة العناصر الأفقية المقترحة						العمق m	وصف التربة
3.0m	2.7m	2.4m	2.1m	1.8m	1.5m		
100 mm	100 mm	75 mm	75 mm	75 mm	50 mm	0 - 8	سيلت، رمل الناعم، سيلت فوق مياه جوفية، رمل وحصى، متوسطة الكثافة إلى كثيفة
125 mm	100 mm	100 mm	75 mm	75 mm	75 mm	8- 18	غضار طري بين الطري والقاسي جداً
125 mm	100 mm	100 mm	100 mm	75 mm	75 mm	0 - 8	رمل، غضار رملي فوق مياه جوفية.
125 mm	125 mm	100 mm	100 mm	75 mm	75 mm	8- 18	غضار متشقق.
-	-	150 mm	125 mm	100 mm	75 mm	0 - 5	تربة غضارية انزلاقية فوق مياه جوفية.
-	-	150 mm	125 mm	100 mm	75 mm	5 - 8	غضار رملي ناعم فوق مياه جوفية.
-	-	-	150 mm	125 mm	100 mm	8- 11	تربة غضارية انزلاقية فوق مياه جوفية.

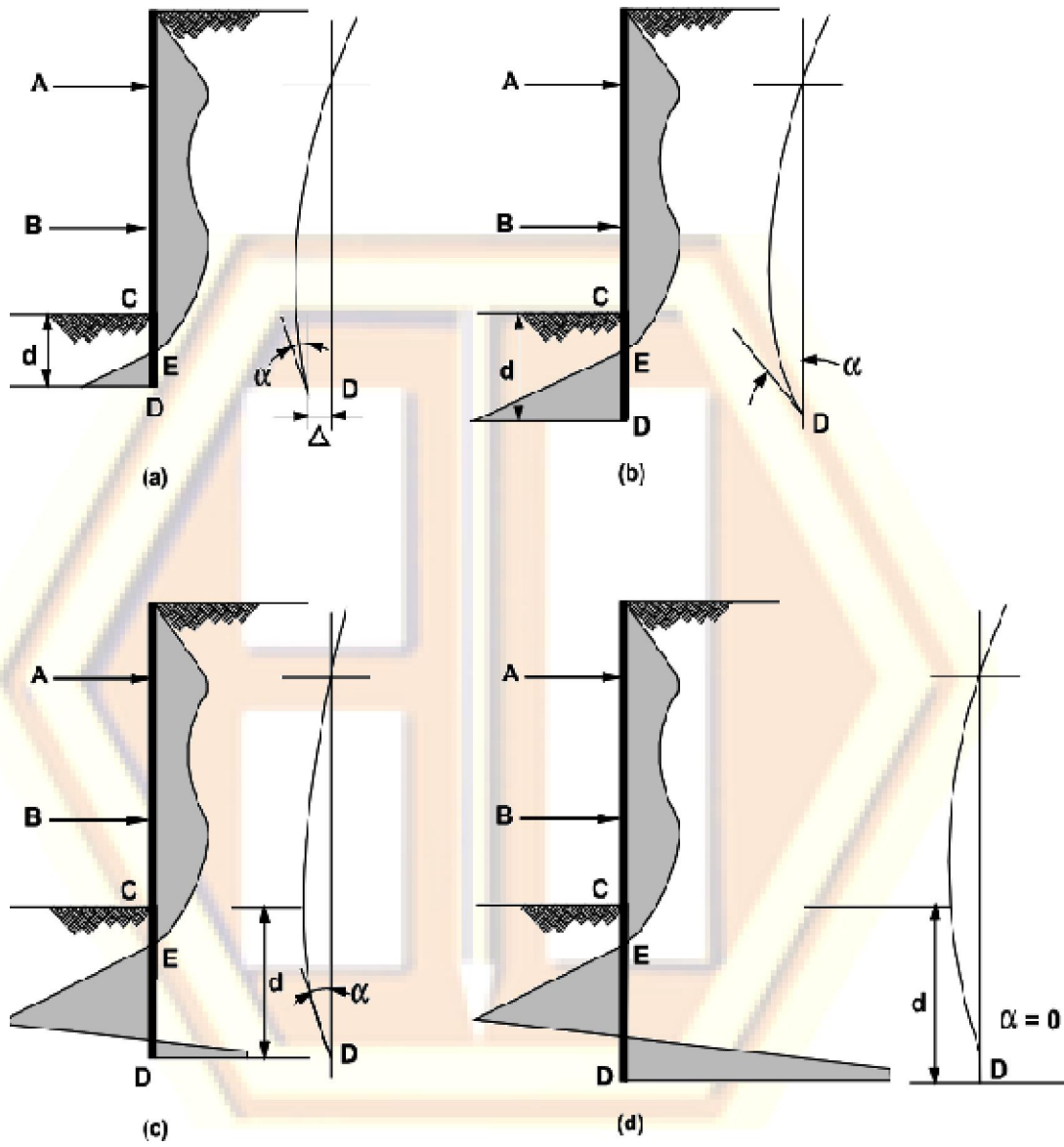
3.6.4 تصميم الجدران والعناصر الدائمة: Design of Walls
تتراوح سماكة الجدران بين (200 - 300 mm). ويعتمد تصميمها على نوع التربة وعلى طبيعة الاتصال بينها وبين العناصر الشاقولية. ويمكن اعتبار الجدران بأنها مستندة استناداً بسيطاً في أعلى العناصر الشاقولية أو مستمرة. يبين الجدول (10.4) العزوم الناتجة على الجدران بحسب نوع التربة وطبيعة الاتصال.

الجدول (10.4) العزوم في العناصر الأفقية المستخدمة في المنشآت الدائمة.		
التربة وشروط الاستناد	تماسك التربة	العزم الأعظمي على المتر الطولي
مجاز بسيط Simple span	تماسك التربة ضعيف.	$q \cdot L^2 / 8$
	تماسك التربة جيد.	$q \cdot L^2 / 12$
مجازات مستمرة continuous spans	تماسك التربة ضعيف.	$q \cdot L^2 / 10$
	تماسك التربة جيد.	$q \cdot L^2 / 12$

4.6.4 قدرة التحمل الجانبية للجزء المظمور من جدار الإرساء: Lateral Capacity of Embedded Portion Of Wall

يتم دعم الجدران المرساة في التربة وفق نظامين يعملان معاً هما:
- قوى الشد الناتجة عن الأنكورات الأفقية المرساة في التربة.
- الضغط السلبي على الجزء المظمور من الجدار. انظر مثالي الفصل الخامس.

يكون دعم الجدار من خلال الضغط السلبي على الجزء المظمور فقط، وذلك خلال مراحل التنفيذ وقبل إنشاء أول صف من الأنكورات.
بعد الانتهاء من الحفر وإرساء كافة الأنكورات في التربة، يلعب الجزء المظمور من الجدار دوراً في مقاومة قوى دفع التربة في الجزء السفلي من الجدار فقط. أما الجزء العلوي فيقاوم من خلال الأنكورات.
يكون للجزء المظمور دوراً أساسياً في صلابة الجدار... والشكل (16.4) يبين العلاقة بين عمق هذا الجزء وضغط التربة على الجدار وتشوه الجدار.



الشكل (16.4) العلاقة بين عمق الجزء المظموور من الجدار وضغط التربة وتشوه الجدار.

إذا كان عمق الجزء المظمور من الجدار كما في الشكل (16. a)، فإن الجدار ينتقل بمقدار (Δ) ويدور بزاوية (α). وتمثل هذه الحالة مفصلاً في المنقطة (D).

أما في حال عمق الجدار كما في الشكل (16. d) يكون انتقال الجدار ودورانه في الأسفل معدوماً. وهنا تمثل هذه الحالة وثاقة في الأسفل. يجب أن يقاوم الجزء المظمور من جدران الإرساء الضغط السلبي الناتج عن دفع الأنكورات للترربة ضمن هذا الجزء، أي رد الفعل (R). ويتم تقدير هذه المقاومة من المنحني المطور من قبل الباحث (Broms 1965) في الشكل (17.4).

في الترب غير الحساسة ومن أجل الشروط المصرفة، يكون الضغط السلبي على الجزء المظمور من الجدار ثلاث أضعاف عرض العناصر الشاقولية. ويستنتج من ذلك علاقة رانكين كما في الشكل (17.4 - b).

أما في الترب الحساسة فيكون الضغط السلبي ثابت على العمق المظمور ويتطور أسفل مسافة من أرض الحفرية تساوي (1.5 b) كما في الشكل (18.4 - a). يختلف حساب مقاومة الضغط السلبي في الجدران والعناصر الشاقولية المحملة جانبياً عن مقاومة الضغط الفعال. وقد اشترط الباحثان (Wang , Reese- 1986) ألا تقل مقاومة الضغط في أي من الأنكورات عن (0.35 Mpa).

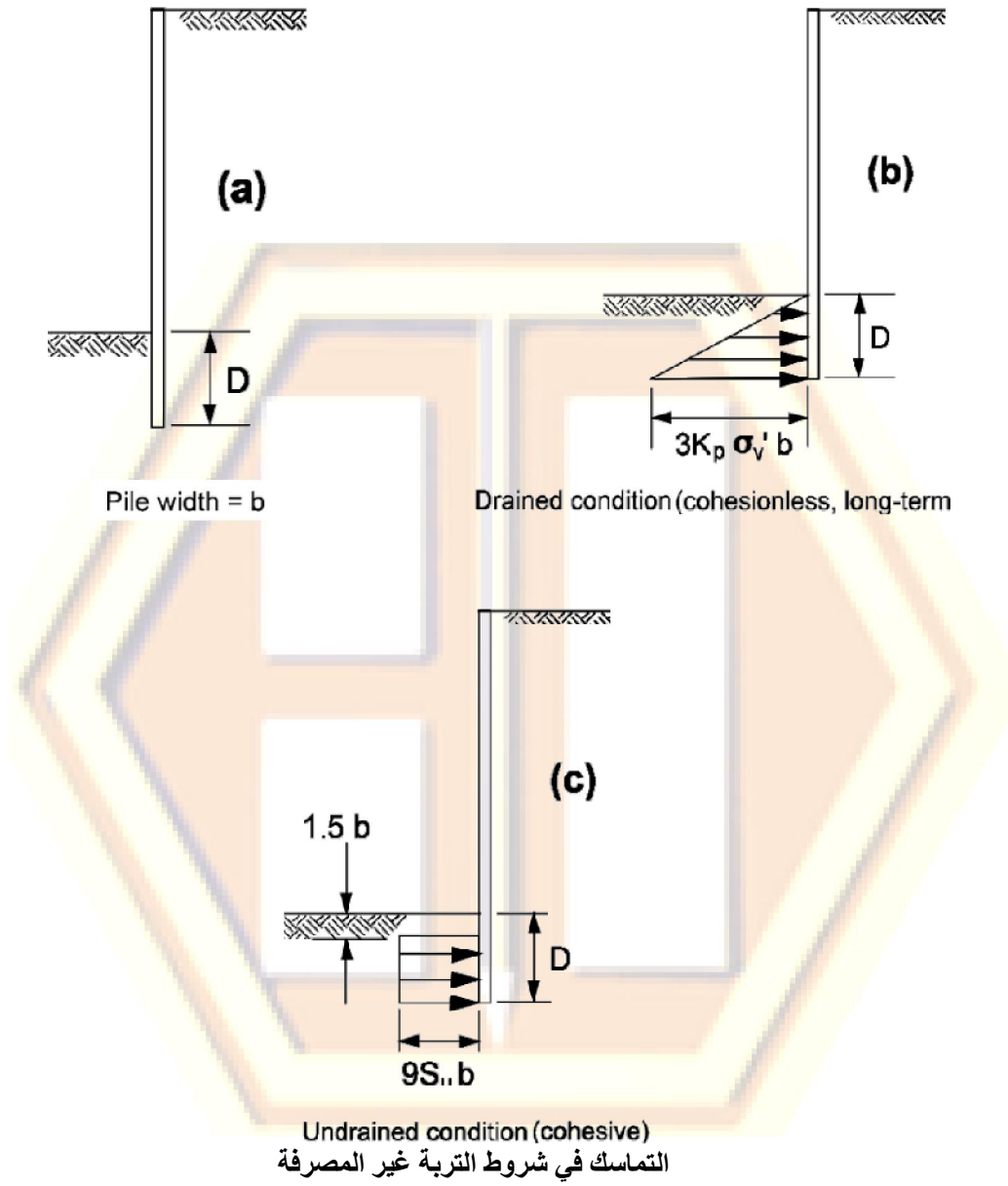
5.6.4 عمق الاختراق تحت الردم:

Depth of Penetration below Excavation

1.5.6.4 شروط التربة المؤهلة للغرز:

Competent soil conditions

يتم حساب عمق الغرز أو الاختراق لعناصر الجدار بالاعتماد على قدرة تحمل الدفع الجانبي لهذه العناصر، مع استخدام معامل أمان لا يقل عن (1.5).



الشكل (16.4) الضغط السلبي على الجزء المغمور من الجدار بحسب طريقة (Broms).

بعبارة أخرى يتوافق عمق الاختراق المطلوب مع العمق وفقاً لنسبة مقاومة الضغط السلبي إلى رد الفعل (R)، والتي يجب ألا تقل عن (1.5). وتستخدم القيم الدنيا للمقاومة المحسوبة من آليات الانهيار المختلفة لتقييم عمق الغرز المطلوبة. وقد عرفنا في الفقرة (3.3.4) قوة رد الفعل... انظر مثالي الفصل الخامس.

عند حساب مقاومة الضغط السلبي بطريقة (Broms) في التربة الرملية أو الغضارية، يتم تخفيض معامل ضغط التربة السلبي بمعامل قدره (1.5). وتحسب المقاومة وفق طريقة (رانكين) لحساب ضغط التربة السلبي بحيث تعتبر $(\delta = 0^\circ)$.

قد تتعرض العناصر الشاقولية لجدار الإرساء المنفذة في تربة طينية ضعيفة إلى حركات واسعة أسفل الجدار المذكور، مما قد يعرضها إلى إجهادات تفوق قدرة تحملها.

2.5.6.4 الطبقات السفلية الضعيفة: W

Weak underlying layer

في التربة الغضارية الناعمة إلى متوسطة النعومة، والمستقرة الشروط غير المصرفة برقم استقرار $(NS > 4)$... راجع الفقرة (2.2.2.4) يبقى الضغط الصافي الفعال من جهة الحفر مستقلاً عن عمق الغرز. وبالتالي يمكن ازدياد مقاومة الضغط السلبي مع العمق.

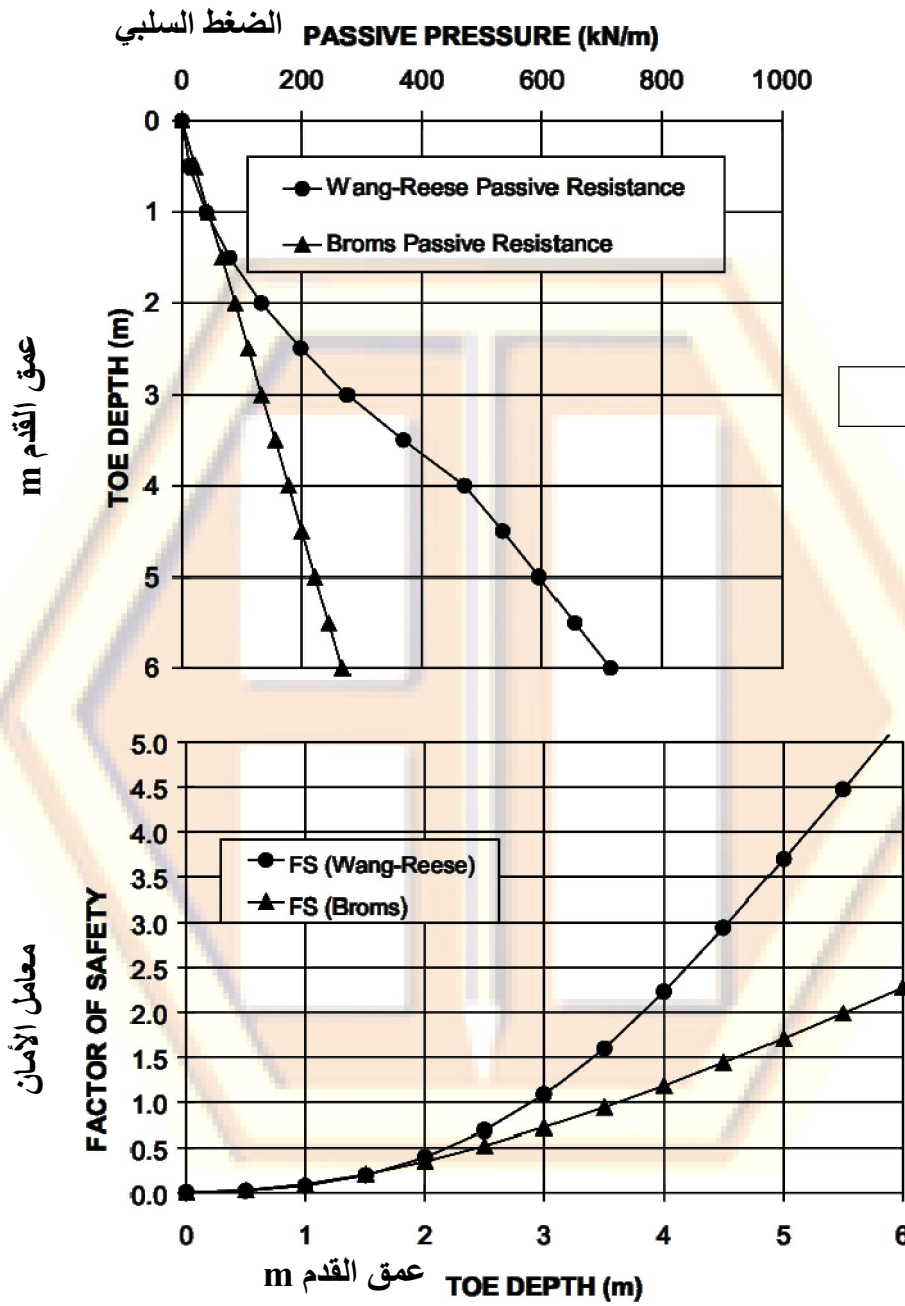
على كل حال يجب أن تخترق العناصر الشاقولية لجدران الإرساء، وكذلك الصفائح الوتدية (sheet piles) التربة بعمق لا يقل عن (20%) من ارتفاع الحفيرة.

6.6.4 مقارنة بين طرق التربة المؤهلة:

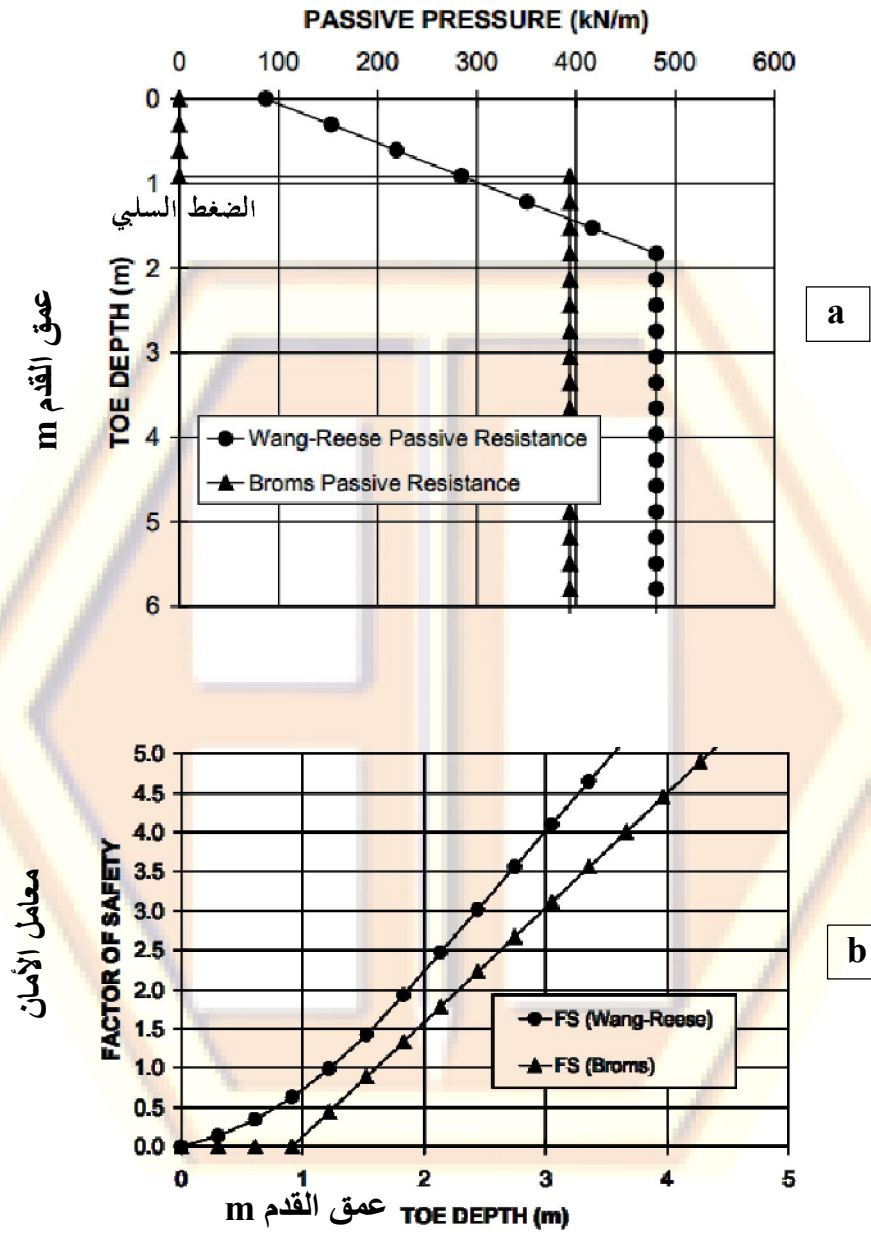
Comparison of Method for Competent Soils

تتناول هذه الفقرة مقارنة بين طريقتي (وانغ ريس وبرومز) (Wang Reese and Broms Method) لتقدير عمق الاختراق للعناصر الشاقولية لجدران الإرساء.

يبين الشكل (17.4) مقارنة بين طريقتي الحساب المذكورتين في التربة الرملية. كما يبين الشكل (18.4) هذه المقارنة في التربة الغضارية.



الشكل (17.4) بين طريقتي (وانغ ريس وبرومز) في التربة الرملية



الشكل (18.4) بين طريقتي (وانغ ريس وبرومز) في التربة الغضارية

7.4 قدرة تحمل الجدار للقوى المحورية:

Axial Capacity of Wall

يجب عند تصميم العناصر الشاقولية للجدار، الأخذ بالاعتبار كافة تراكيب الحمولات الشاقولية لكل أنكور، والتي تتضمن ما يلي:

1. القوى العمودية على الأنكور (vertical anchor forces).

2. الوزن الميت لعناصر الجدار (dead weight of the wall)
العناصر الأفقية والشاقولية (أوتاد الجدار) ومواد الإكساء (e.g.,
elements) (soldier beams, lagging, concrete facing).

3. الحمولات الخارجية الأخرى (other external loads).
يفترض عند تقييم قدرة تحمل العناصر الشاقولية، أن جميع الحمولات
الرأسية الخارجية تقاوم بواسطة الاحتكاك والاستناد.
تشير نتائج البحوث النظرية (FHWA-RD-97-066, 1998) حول
الأنكورات إلى الملاحظات التالية، والتي تعتبر جزءاً لا يتجزأ من تصميم الجدار:

- ✓ المدة اللازمة لنقل الحمولات المحورية من الجدار إلى الجزء المردوم
(بتربة غضارية قاسية أو رملية كثيفة أو عالية الكثافة)، غير معروفة.
- ✓ يجب أن تكون الحمولات المحورية عند تركيب الأنكورات بجدها الأدنى
وأقرب للاتجاه الأفقي قدر الإمكان.
- ✓ عندما يستقر الجدار على مسافة نسبية تبعد (2.5 mm) عن التربة
المدعمة، تتلاشى الحمولات في أسفل الجدار.
- ✓ تطبق قوى شد أو سحب على الجدران المنفذة ضمن تربة غضارية
قاسية أو رملية كثيفة أو عالية الكثافة.

يبين الجدول التالي معاملات الأمان المسموحة (FS) لقدرة تحمل القوى
المحورية المسموحة في العناصر الشاقولية المنفذة بالدوران.

الجدول (11.4) معاملات الأمان المسموحة لقدرة تحمل القوى المحورية المسموحة في العناصر الشاقولية (أو أوتاد الجدار) المنفذة بالدوران. Recommended factors of safety for axial capacity of driven and drilled-in soldier beams		
معامل الأمان لقدرة تحمل على الاستناد Factor of Safety on End Bearing	معامل الأمان لقدرة التحمل على الاحتكاك Factor of Safety on Skin Friction	نوع التربة Soil Type
2.5	2.5	غضار (Clays)
2.5	2.0	رمل (Sands)

يمكن تخفيض المعاملات المذكورة قليلاً في حال بنيت القيم على تجارب حقلية. وقد وضعت هذه العوامل شريطة الحد من الحركة الشاقولية للجدار، مع الإشارة إلى أن إرساء العناصر الشاقولية ضمن التربة بالمسافة الكافية، ضرورياً للحد من تلك الحركة.

تحتسب قدرة تحمل العناصر الشاقولية التصميمية (Q_a) كما يلي:

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

وتبين الفقرة التالية كيفية حساب (Q_{ult}) قدرة التحمل الحدية للعناصر الشاقولية.

1.7.4 قدرة التحمل الحدية لعناصر الجدار الشاقولية المنفذة بطريقة الغرز أو الدوران للقوى المحورية التصميمية:

Axial Capacity Design of Driven Soldier Beams

تحتسب الحمولة الحدية للعناصر الشاقولية في الجدار (أو أوتاد الجدار) والمنفذة بطريقة الغرز أو الدوران في تربة عديمة التماسك كما يلي:

$$Q_{ult} = f_s \cdot A_s + q_t \cdot A_t$$

حيث:

(Q_{ult}) حمولة العنصر الشاقولية الحدية... الواحدة (kN).

(f_s) مقاومة الاحتكاك في واحدة المساحة من السطح الجانبي للعنصر الشاقولي، بواحدة (kPa). وتحتسب وفق السطح الملامس للتربة.

(A_s) محيط العنصر الشاقولي، بوحدة (m^2).
 (q_t) مقاومة الاستناد في واحدة المساحة من السطح الجانبي للعنصر الشاقولي، بوحدة (kPa).
 (A_t) المساحة المغلقة للمقطع الصندوقي للعنصر الشاقولي، بوحدة (m^2).
 تعطى قيمة (f_s) كما يلي:

$$f_s = \beta \cdot p_0$$

حيث (β)، بدون واحدة:

$$\beta = K_s \cdot \tan \delta$$

(p_0) متوسط الإجهادات العمودية الفعالة على طول العنصر الشاقولي أو (وتد الجدار)، بوحدة (kPa).
 (K_s) معامل ضغط التربة، بدون واحدة.
 (δ) زاوية الاحتكاك السطحي بين العنصر الشاقولي والتربة، على طول هذا العنصر بالدرجات.
 (q_t) تحسب مقاومة الاستناد (q_t) من العلاقة التالية:

$$q_t = N_t \cdot p_t$$

حيث (N_t) معامل مقاومة قدم الجدار (أو إصبع القدم toe) بوحدة (kPa). و (p_t) الإجهاد الشاقولي الفعال في طرف الوتد مقاساً بالنسبة لأسفل الحفر.
 يبين الشكل (19.4) قيم (N_t) والمعامل (β)، بالاستناد إلى زاوية احتكاك داخلي لتربة مصرفة.

1.1.7.4 تحليل الإجهادات الكلية لعناصر الجدار الشاقولية المنفذة بطريقة الغرز أو الدوران في التربة الغضارية:

Total Stress Analysis for Driven Soldier Beams in Clays

يمكن حساب الإجهادات الكلية في جوائز العناصر الشاقولية (driven soldier beams) المنفذة بالغرز في التربة الغضارية غير المصرفة من العلاقة التالية:

$$f_s = c_a = \alpha \cdot S_u$$

حيث:

(c_a) إجهاد الالتصاق أو التماسك (adhesion) بين الوتد والتربة.

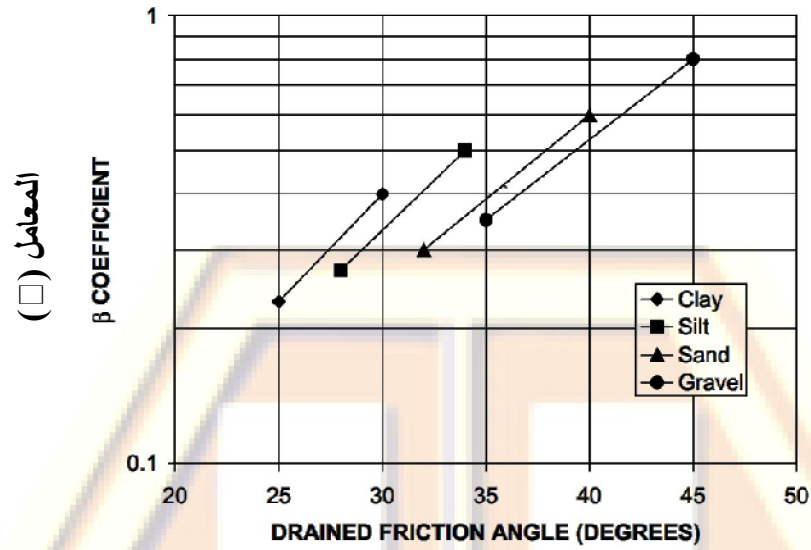


Chart for estimating β coefficient versus soil type friction angle (after

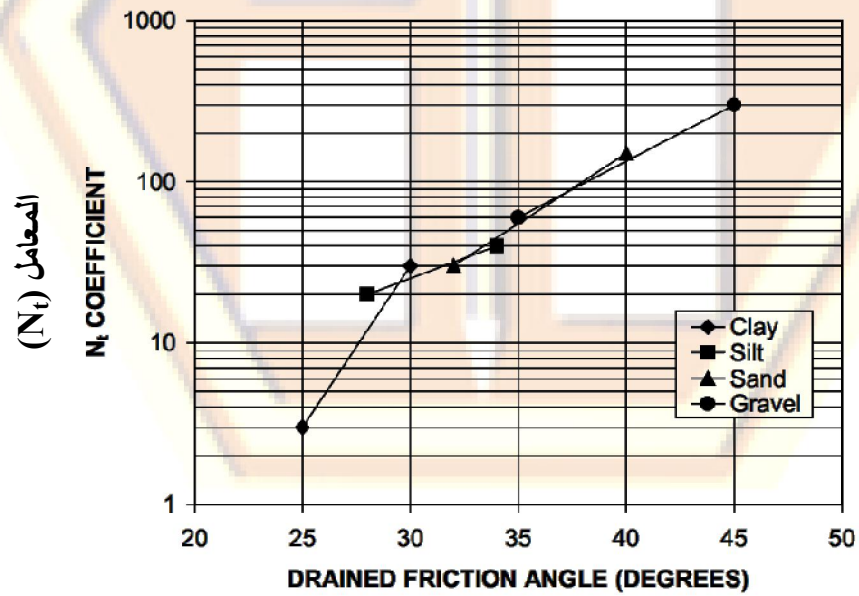
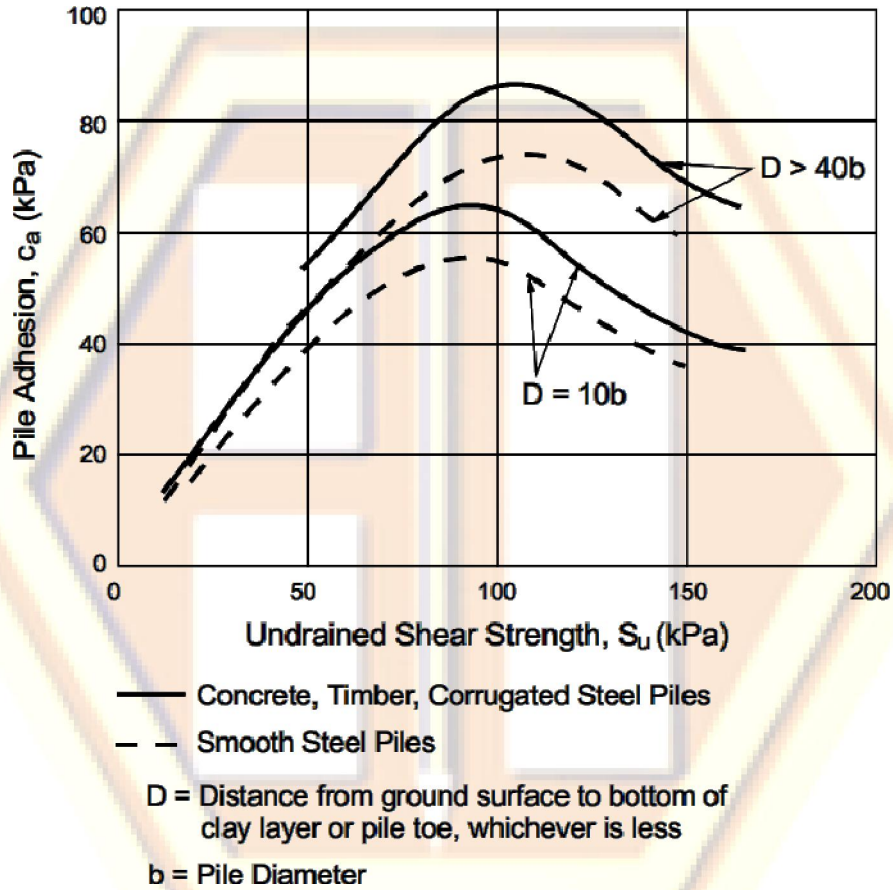


Chart for estimating N_t coefficient versus soil type friction angle

الشكل (19.4)

(α) معامل الالتصاق التجريبي لتخفيض وسطي قيمة قوة القص في التربة الغضارية غير المصروفة على طول الوتد
 يبين الشكل (20.4) قيم التصاق للتربة المتماسكة لوتد منفذ بطريقة الغرز في تربة متماسكة.



الشكل (20.4) قيم الالتصاق للأوتاد في التربة المتماسكة
 Adhesion values for piles in cohesive soils

يمكن التعبير عن مقاومة التحمل في التربة المتماسكة بالعلاقة التالية:

$$q_t = S_u \cdot N_c$$

حيث (N_c) معامل قدرة تحمل الوتد. وهي تتعلق بقطره وبعمق الغرز في التربة. وتؤخذ قيمة هذا المعامل تساوي (9)، عند تحليل الإجهادات الكلية في الجدران والعناصر الشاقولية.

يشرح الفصل الخامس تطبيقات ما ورد في هذا الفصل من خلال أمثلة عديدة، مع بعض الإضافات النظرية على تصميم الأنكورات.



الفصل الخامس...

أمثلة حول تصميم الأنكورات Examples for Anchors Design

1.5 المثال 1:

تدعيم التربة بجدار استنادي مثبت بالأنكورات:

يحتاج أحد المواقع إلى استخدام نظام إرساء بأنكورات دائمة لتثبيت جدار استنادي بيتوني مصبوب بالمكان بارتفاع (10 m) مع جوائز أفقية وذلك لمنع الانهيار الأرضي.
فور تنفيذ (7.30 m) من عمق الجدار، سيتم إنشاء طريق مائل (رامب) على مسافة (3 m) خلف الجدار.
ينفذ الجدار في تربة سيلتية (طينية) / رملية متوسطة القساوة كما في الشكل (1.5) الذي يبين مقطعاً في هذه التربة.

الحل:

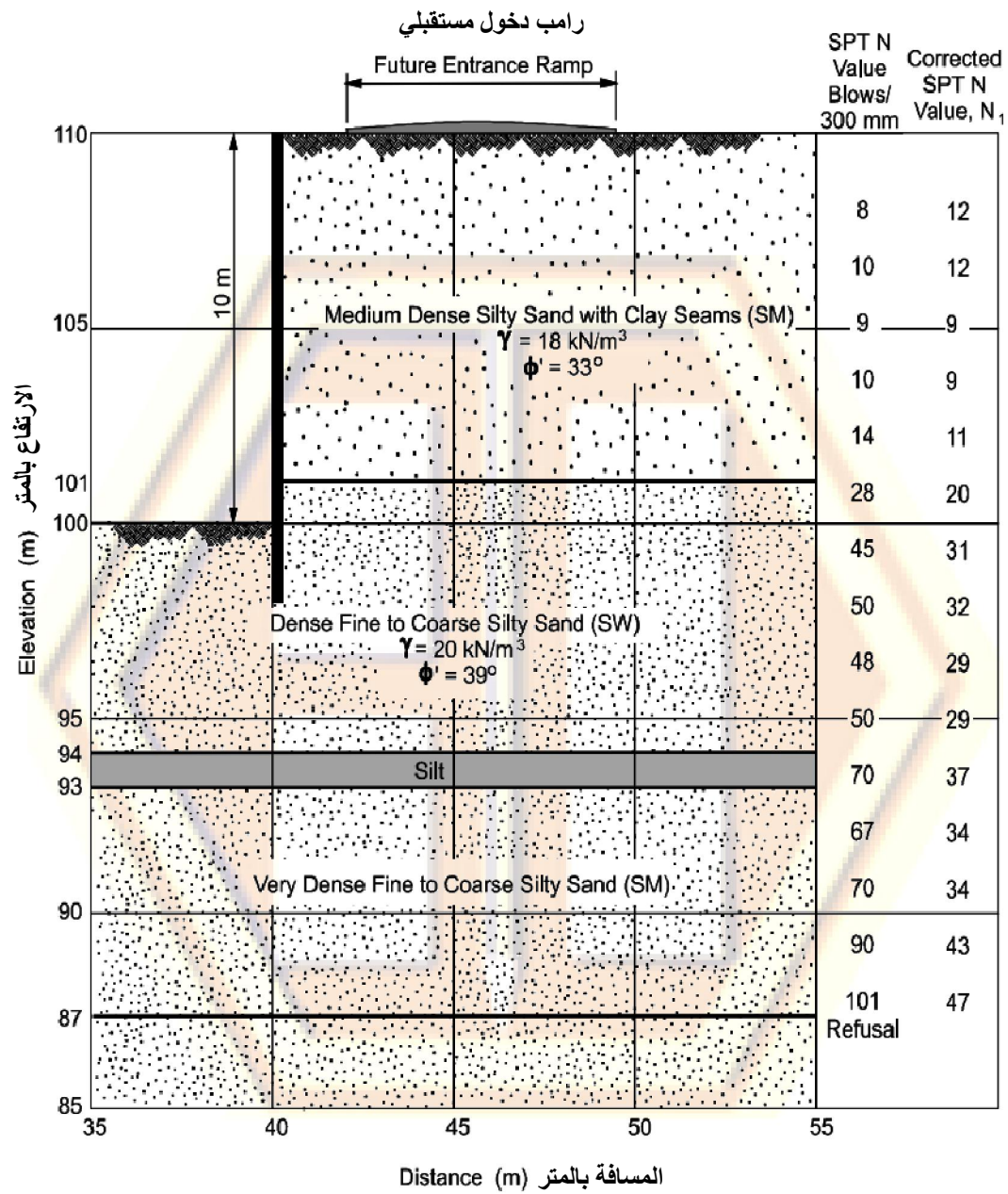
أولاً - الحمولات والمعطيات والافتراضات الأولية:

تعتبر الحمولات التي يتعرض لها الجدار بحسب (AASHTO 1996) كما يلي:

$$\text{Comb. Load} = [D + (L + I) + CF + E + B + SF]$$

حيث:

(D) الحمولات الميتة المؤثرة على أسفل كل عنصر شاقولي.



Subsurface stratigraphy and design cross section.

الشكل (1.5)

(L) الحمولات الحية و (I) الحمولات الناجمة عن وجود طريق خلف الجدار يقع ضمن مسافة أفقية لا تزيد عن نصف عمق الجدار بحسب (AASHTO 1996). وتكافئ (I) في مسألتنا عمق من التربة يعادل (0.60 m).

(E) ضغط التربة الجانبي التقريبي بحسب الشكل (2.4) في الفصل الرابع.

(B , SF , CF) الحمولات المتولدة عن التنفيذ وهي:

(B) قوة الرفع من المياه الجوفية إن وجدت.

(CF) قوة ضغط التربة على الجدار.

(SF) قوة قوى ضغط المياه الجوفية إن وجدت.

• يمكن افتراض سطح الانهيار عند تقاطع زاوية الجدار و سطح الأرض،

بزاوية $(45^\circ + \phi/2)$ مع الأفق، حيث (ϕ) زاوية الاحتكاك الداخلي للتربة بالدرجات.

• الجدار الاستنادي المطلوب تنفيذه بارتفاع (10 m)، وهو مدعم

بأنكورات منفذة في تربة عديمة التماسك، وزنها الحجمي (18 kN/m^3) وزاوية الاحتكاك فيها (33°) . وهذه الطبقة من السيلت (الطين) الرملية متوسطة الكثافة.

سيتم التدعيم بأنكورات على من مستويين بعمق (2.50 m و 6.25 m)

تحت قمة الجدار كما في الشكل (2.5).

• الرموز والمصطلحات في المسألة:

(T_{H1}) هو حمولة الأنكور العلوي الأفقي لكل متر من الجدار.

(T_{H2}) هو حمولة الأنكور السفلي الأفقي لكل متر من الجدار.

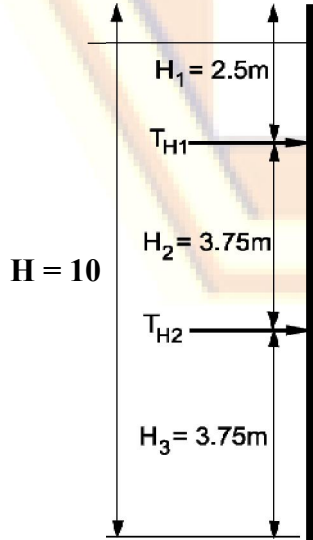
(P_e) الضغط الأعظمي للتربة.

حرصاً على عدم ضعف هذه الجملة

مع الزمن، لابد من دراسة الاستقرار الكلي لكامل

النظام المطلوب (الجدار والعناصر الأفقية

والشاقولية والدعامات والمؤقتة والتربة).



الشكل (2.5)

ثانياً - الأفعال المؤثرة على الجدار وإيجاد مخطط ضغط التربة الظاهري:

apparent earth pressure diagram

1. نحسب قيمة (P_e) من الشكل (3.4) من الفقرة (2.2.2.4) في الفصل الرابع كما يلي:

$$P_e = \frac{0.65 \times 18 \times 10^2 \left[\tan^2 \left(45 - \frac{33}{2} \right) \right]}{H - \frac{2.5}{3} - \frac{3.75}{3}} = 43.6 \text{ kN / m}^2$$

2. نحسب ضغط التربة الجانبي مع التحميل الإضافي:

Lateral Earth Pressure Due To Traffic Surcharge

نفترض أن الضغط الإضافي (q_s) مطبق عند سطح الأرض وهو يساوي:

$$q_s = 0.60 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^2 = 11 \text{ kN/m}^2$$

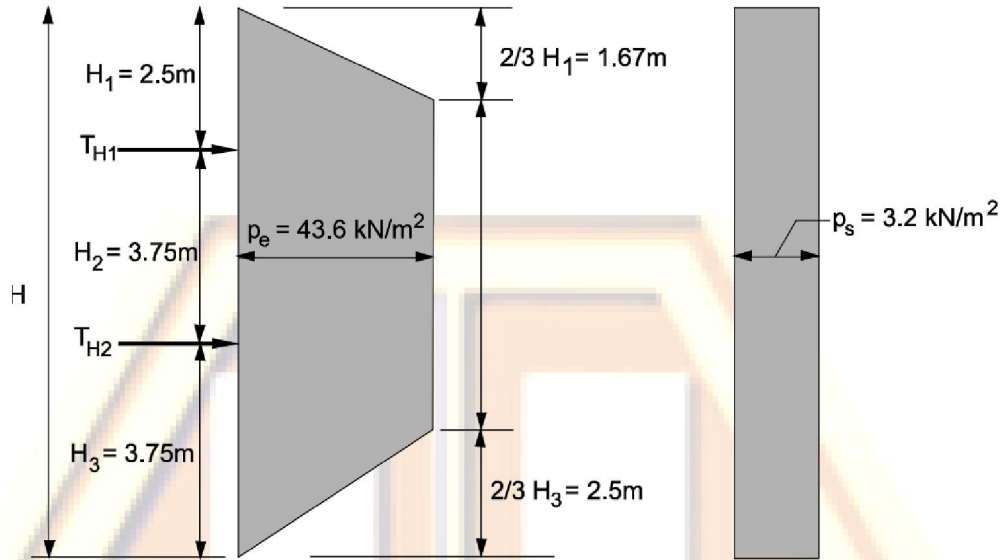
بالمقابل نفترض أن الضغط الجانبي (P_s) موزعاً على كامل ارتفاع الجدار حيث يحسب كما يلي:

$$P_s = k_a \cdot q_s$$

$$P_s = \tan^2 \left(45 - \frac{33}{2} \right) \times 11 = 3.2 \text{ kN / m}^2$$

$$P_e = \frac{0.65 \cdot \gamma H^2 \left[\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_3}{3}}$$

ويبين الشكل (4.5) مخطط الضغط الإضافي على التربة.



Apparent earth pressure diagram and surcharge pressure diagram.

الشكل (4.5) مخطط ضغط التربة الظاهري وضغط التربة الإضافي.

3. تتم مقاومة كل من حمولات الإرساء الأفقية وعزم الانعطاف الأعظمي وقوة رد الفعل من قبل التربة الطبيعية.

4. نوجد حمولتي الإرساء (الأنكور) العلوي والسفلي (T_{H1} , T_{H2}) بالاستناد إلى الشكل (10.4) من الفقرة (3.3.4) في الفصل الرابع، كما يلي:

$$T_{H1} = \left(\frac{2}{3} H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p_e + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) p_s$$

$$T_{H1} = \left(\frac{2 \times 2.5}{3} + \frac{3.75}{2} \right) 43.6 + \left(2.5 + \frac{3.75}{2} \right) 3.2$$

$$T_{H1} = 168 \text{ kN / m}^2 \quad \text{for upper anchor}$$

$$T_{H2} = \left(\frac{H_2}{2} + \frac{23}{48} H_3 \right) p_e + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2} \right) p_s$$

$$T_{H2} = \left(\frac{3.75}{2} + \frac{23}{48} \times 3.75 \right) 43.6 + \left(\frac{3.75}{2} + \frac{3.75}{2} \right) 3.2$$

$$T_{H2} = 172 \text{ kN / m}^2 \quad \text{for lower anchor}$$

5. مقاومة التربة لعزم الانعطاف الأعظمي وقوة رد الفعل:
 نعتبر (M_1) عن منسوب الأنكور العلوي، و (M_2) العزم بين الأنكورين و (M_3) العزم بين الأنكور السفلي وقاعدة الجدار. ونستخدم العزم الأعظمي (M_{max}) بين هذه القيم للتصميم، بطريقة عزم الانعطاف.

$$M_{2.1} = \frac{13}{54} (2.5)^2 \times 43.6 + 3.2 \times \frac{2.5}{2} = 76 \text{ kN / m / m}$$

لحساب عزم الانعطاف نفترض ($H_2 = H_3$) تحت الأنكور العلوي الأعظمي.

$$M_{2.3} = \frac{1}{10} (H_{2.3})^2 (P_e + P_s)$$

$$M_{2.3} = \frac{1}{10} (3.75)^2 (43.6 + 3.2) = 66 \text{ kN.m / m}$$

إذاً نستخدم لتصميم الجدار العزم الأعظمي (76 kN.m/m).

6. قوة رد الفعل الذي تقاومه التربة عن قاعدة الجدار بطريقة المساحة الإضافية (Tributary Area Method) المذكورة في الفقرة (3.3.4) كما يلي:

$$R = \left(\frac{3 H_3}{16} \right) P_e + \left(\frac{H_3}{2} \right) P_s$$

$$R = \left(\frac{3 \times 3.75}{16} \right) 43.6 + \left(\frac{3.75}{2} \right) 3.2 = 37 \text{ kN / m}$$

ثالثاً - الحمولات التصميمية للأنكورات: anchor design load
 من خلال استخدام طريقة الافتراضات الأولية للتصميم التجريبي (Initial Trial Design Assumptions) سنفترض وفق النورمات العالمية أن ميل الأنكورات (15°)، وأن تباعد العناصر الشاقولية للتدعيم (2.5 m) كما في الشكل (4.5).
 يبين الشكل المذكور التصميم الأولي للجدار بما في ذلك الأنكورات، وسنناقش أطوال هذه العناصر لاحقاً.

نحسب حمولات الأنكورات كما يلي:

1. حمولة الأنكورات العلوية (DL₁):

$$DL_1 = \frac{T_{H1} \times 2.5}{\cos 15^\circ} = \frac{168 \times 2.5}{\cos 15^\circ} = 435 \text{ kN}$$

2. حمولة الأنكورات السفلية (DL₂):

$$DL_2 = \frac{T_{H2} \times 2.5}{\cos 15^\circ} = \frac{172 \times 2.5}{\cos 15^\circ} = 445 \text{ kN}$$

نعتبر الحمولة الأخير هي الحمولة التصميمية للأنكورات.

رابعاً - تصميم الطول غير المتماسك أو غير المحقون:

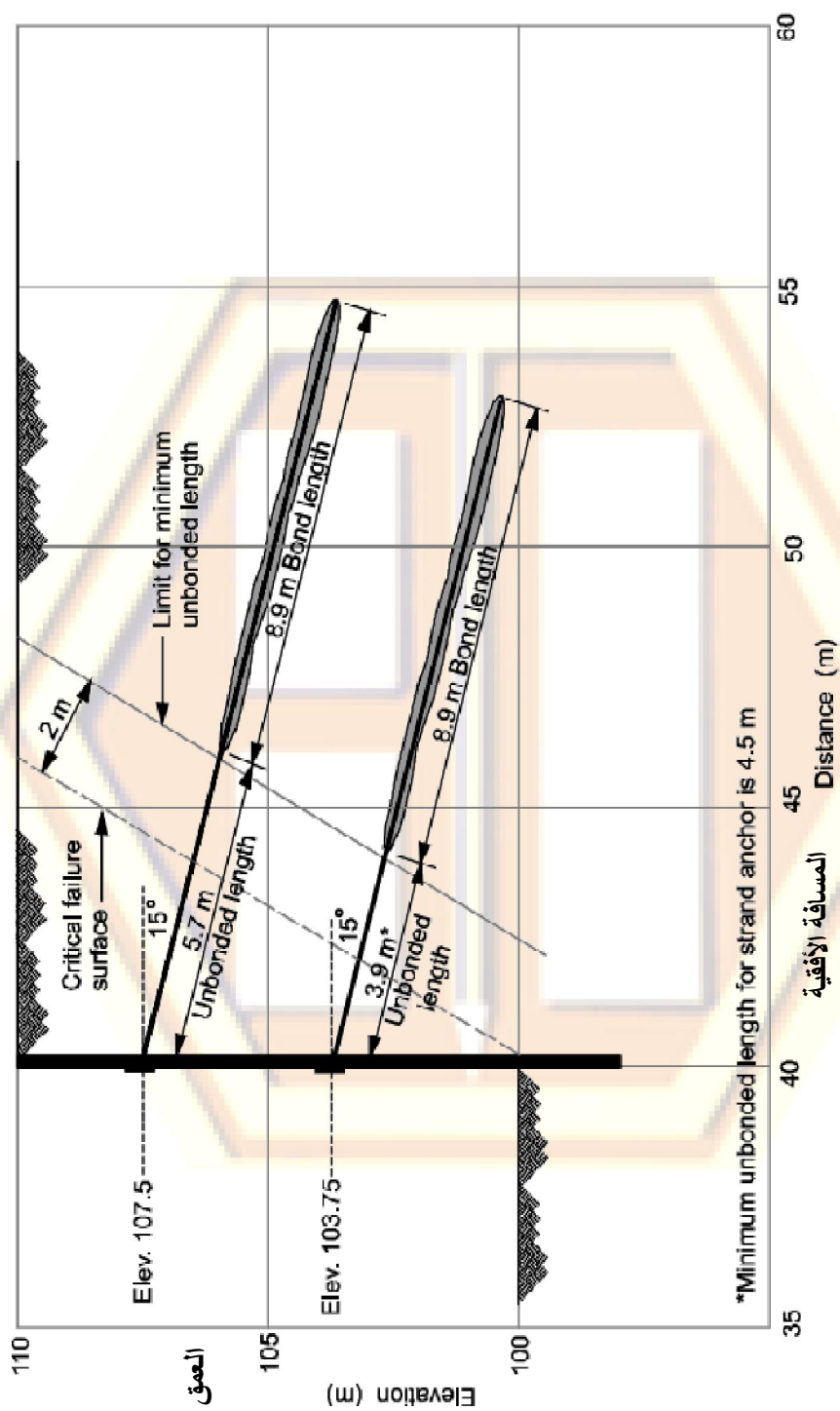
design of the unbonded length

يحدد الطول الأدنى غير المتماسك للأنكورات من معطيات الفقرة (4.3.4)

في الفصل الرابع كما يلي:

1. يجب ألا يقل هذا الطول عن (4.5 m) وذلك للأنكورات ذات التسليح من حزم القضبان، أو عن (3 m) للأنكورات ذات التسليح على هيئة كبل شد.

2. من أجل تأمين نقل سليم للحمولات ضمن طول التماسك ينصح بأن يمتد الطول غير المتماسك لمسافة تساوي (H/5) أو (2 m) خلف سطح الانهيار لكتلة التربة المنزلقة، حيث (H) ارتفاع جدار الإرساء. راجع الشكل (1.11.4 - a , b من الفصل الرابع).



Location of unbonded and bond lengths for ground anchors.

الشكل (4.5) مواقع أطوال التماسك والمونة المحقونة

خامساً - قدرة تحمل الأنكور: anchor capacity

سنعتبر مناطق الإرساء (anchor bond zones) ضمن طبقة السيلت الرملي متوسط الكثافة (medium dense silty sand layer) بمنسوب (101 to 110 m MSL) وطبقة السيلت الرملي متوسط الكثافة بارتفاع (94 to 101 m MSL). وذلك بافتراض أن معدل نقل الحمولة يخضع لنوع طبقة الكثافة المتوسطة للسيلت الرملي، وقد تم اختيار معدل نقل الحمولة (100 kN/m) بحسب الجدول المعتمد من (ASTM) رقم (1.5) المعطى في الصفحة التالية.

يجب أن تتم مقاومة الحمولة التصميمية المصعدة بمعامل أمان قدره (2)، من خلال طول محقون (طول متماسك) قدره (12 m)، وذلك من أجل أنكورات صغيرة القطر ومحقونة تحت ضغط منخفض.

تعتبر مقاومة الطول المذكور في هذه الحالة كما يلي:

$$\frac{100 \text{ kN / m}}{2.0} \times 12 = 600 \text{ kN}$$

وتمثل هذه القيمة قدرة تحمل الأنكور القصوى المسموحة، وهي أكبر من الحمولة التصميمية (445 kN). وينصح حين الحاجة لزيادة المقاومة بزيادة الطول المتماسك أو المحقون، والذي يحسب في مثالنا كما يلي:

الجدول (1.5) - القيم الأولية الافتراضية لنقل الحمولات التصميمية
ضمن التربة للأنكورات من القطر الصغير والمستقيم

Presumptive ultimate values of load transfer for preliminary design of small diameter
straight shaft gravity-grouted ground anchors in soil.

Soil type نوع التربة	Relative density/Consistency (SPT range) ⁽¹⁾ الكثافة النسبية / التماسك	Estimated ultimate transfer load (kN/m) الحمولة الحدية التقديرية المنقولة
Sand and Gravel رمل وحصى	Loose (4-10) Medium dense (11-30) Dense (31-50)	145 220 290
Sand رمل	Loose (4-10) Medium dense (11-30) Dense (31-50)	100 145 190
Sand and Silt رمل وسيلت	Loose (4-10) Medium dense (11-30) Dense (31-50)	70 100 130
Silt-clay mixture with low plasticity or fine micaceous sand or silt mixtures	Stiff (10-20) Hard (21-40)	30 60

خليط من الغضار السيلتي
منخفض اللدونة
من حبيبات ناعمة

$$\text{Maximum Bond Length} = \frac{445 \text{ kN} \times 2}{100} = 8.9 \text{ m}$$

سادساً - الاستقرار الخارجي واختيار جداول الكابلات: external stability and selection of tendon

يتم عادةً تقييم الاستقرار الخارجي لعناصر الجدار الشاقولية (الرأسية) باستخدام برنامج تحليل واستقرار المنحدرات المتخصصة. كما يتم اختيار معامل أمان لا يقل عن (1.3) من أجل استقرار العناصر المذكورة. أما معامل أمان الأنكورات (الشدادات) فلا يقل عن (2.5) للعلوية و (2.6) للسفلية. ويبين الشكل (4.5) السابق مواقع مناطق الإرساء لكل أنكور.

تعتبر تربة الموقع ذات قدرة تحمل متوسطة بالنسبة لإرساء الأنكورات فيها، لذلك فانهيار الأنكورات له تأثيرات وخيمة على أمان الجدار الاستنادي. من أجل ذلك يجب أن تكون الشدادات ذات القضبان ذات حماية مضاعفة. وهذا يعني اقتراح استخدام عناصر من الصنف (I) بقطر (32 mm) بحسب توصيف (ASTM)، على ألا تزيد قوة الشد من سبق الإجهاد المطبقة على هذه القضبان عن (60%) من قدرة التحمل المذكورة.

تعتبر قوة الشد المسموحة على القضبان المختارة (501 kN) وذلك بحسب الجدول (2.5) التالي، على ألا تتجاوز الحمولة التصميمية عن (445 kN).

يؤخذ الحد الأدنى لقطر قناة القضيب مسبق الإجهاد (95 mm) لمقامة التآكل، وذلك من الجدول رقم (3.5).

يمكن أيضاً اختيار جداول الأنكورات (A3) من ماركة (270) والتي تكون مقاومة الأوتار فيها (270) بحسب الجدول (2.5).

الجدول (2.5) - خصائص سبقي الإجهاد في القضبان بحسب ASTM A722
 Properties of prestressing steel bars (ASTM A722).

Steel grade ملاكة الفولاذ	Nominal diameter القطر الاسمي	Ultimate stress f_{pu} الإجهاد الحدي	Nominal cross section area A_{ps} المقطع العرضي الاسمي	Ultimate strength $f_{pu} A_{ps}$ المتانة الاسمية	Prestressing force قوة سبقي الإجهاد		
					$0.8 f_{pu} A_{ps}$ (kips)	$0.7 f_{pu} A_{ps}$ (kips)	$0.6 f_{pu} A_{ps}$ (kips)
150	1	150	0.85	127.5	102.0	89.3	76.5
	1-1/4	150	1.25	187.5	150.0	131.3	112.5
	1-3/8	150	1.58	237.0	189.6	165.9	142.2
	1-3/4	150	2.66	400.0	320.0	280.0	240.0
	2-1/2	150	5.19	778.0	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136.0	108.8	95.2	81.6
	1-1/4	160	1.25	200.0	160.0	140.0	120.0
	1-3/8	160	1.58	252.8	202.3	177.0	151.7
(ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

الجدول (3.5) - العلاقة بين مقاس الجداول وفتحة قناة القضيب مسبق الإجهاد

Guidance relationship between tendon size and trumpet opening size.

Tendon type	Minimum suggested trumpet opening size (mm)	
	Class II corrosion protection	Class I corrosion protection
Number of 15-mm diameter strands	4	150
	7	165
	9	178
	11	191
	13	203
	17	216
Bar diameter (mm)		
	26	89
	32	95
	36	102

بحسب الجدول (3.5) تعتبر مقاومة الشد المسموحة في الوتر هي (469 kN). والحد الأدنى لقطر فوهة أنبوب قناة الأوتار أو الجداول هو (150 mm)، وذلك من أجل الصنف (I) المعتمد مع الحماية من التآكل وفق الجدول المذكور.

سابعا - اختيار العناصر الشاقولية: soldier beam selection
يحسب معامل المقطع المطلوب للعناصر الشاقولية من العلاقة التالية:

$$S_{req} = \frac{M_{max}}{F_b}$$

حيث ($F_b = 0.55 f_y$) إجهاد الانعطاف المسموح لل فولاذ، و (f_y) حد الخضوع. يعتبر حد الخضوع لل فولاذ المستخدم في هذه العناصر وفق اشتراطات (ASTM) كما يلي (راجع الشكلين 16.2 و 17.2 في الفصل الثاني):

$$f_y = 248 \text{ MPa} = 36 \text{ psi} = (\text{Grade 36})$$

$$f_y = 345 \text{ MPa} = 50 \text{ psi} = (\text{Grade 50})$$

وباستخدام (M_{max}) المحسوبة سابقاً يكون العزم الأعظمي على العنصر الشاقولي ($76 \text{ kN.m/m} \times 2.5 \text{ m} = 190 \text{ kN.m}$).

فباستخدام الفولاذ (Grade 36) مثلاً يكون معامل المقطع المطلوب:

$$S_{req} = \frac{190}{0.55 \times 248} = 0.001393 \text{ m}^3$$

وباستخدام الفولاذ (Grade 50) يكون معامل المقطع المطلوب:

$$S_{req} = \frac{190}{0.55 \times 345} = 0.001001 \text{ m}^3$$

وبحسب المقاطع الفولاذية المعيارية الأمريكية يمكن استخدام عنصر مؤلف من مجرتين (2 Channel) من نوع (MC12x31) لكل منهما معامل مقطع (0.001109 m^3).

يمكن إذاً استخدام المقطع المذكور من مجرتين ومن الفولاذ (Grade 50) لكل عناصر شاقولي، وسيقاوم هذا العنصر الحمولات الجانبية والشاقولية.

يتم حساب قطر مقبض الشد على أساس المسافة بين الطرف الضيق للجناح، فمن أجل المجرة (MC 12 x 31) يكون عرض الجناح (flange) بعمق (305 mm, 93) على التوالي.

إذا افترضنا أن الفراغ بين المجاري (b_{os}) وبين الشدادات هو (150 mm)، يكون القطر الأدنى اللازم كما يلي:

$$D_{min.req} = \sqrt{(2 \times \text{flange wight} + b_{os})^2 + (\text{beam depth})^2}$$

$$D_{min.req} = \sqrt{(2 \times 93 + 150)^2 + (305)^2} = 454 \text{ mm}$$

نستخدم إذاً قطر مقبض الشدادات (610 mm).

ثامناً - تصميم المثبتات: design of timber lagging

تتألف العناصر الشاقولية من قسمين مكشوف ومغروز كما ورد في الفقرة (1.6.4) من الفصل الرابع. (انظر الشكلين 16.2 و 17.2 في الفصل الثاني). ويتم تقدير تباعدات وأبعاد هذه العناصر كما يلي:
التباعدات بين العناصر الشاقولية من المركز إلى المركز ناقص المسافة بين قناة هذه العناصر.

$$TL_R = s - b_{os} = 2.50 - 0.15 = 2.35 \text{ m}$$

حيث:

TL_R = required length of timber lagging

أما السماكة اللازمة فتؤخذ من الجدول (4.5) التالي حيث تكون هي (75 mm).
نحسب مقاومة التربة الحدية السلبية عند العمق (d) من علاقة التربة المعتمدة الثلاث التالية:
المعادلة الأولى:

$$P_{pu} = (\gamma \cdot d) \left[\frac{k_0 \cdot d \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan (\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan (\beta - \phi)} (b + d \tan \beta \cdot \tan \alpha) \right] + (\gamma \cdot d) k_0 \cdot d \cdot \tan \beta (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha)$$

حيث:

(□) الوزن الحجمي للتربة.

(b) عرض أو قطر العنصر الشاقولي.

(d) عمق العنصر الشاقولي في الأسفل.

(k_0) معامل ضغط التربة في وضع الراحة.

(ϕ) زاوية الاحتكاك للتربة المصرفة.

($\beta = 45^\circ + \phi/2$).

($\alpha = \phi$) في التربة الرملية الكثيفة، ($\alpha = \phi/3$) في التربة الرملية منخفضة الكثافة

المعادلة الثانية:

$$P_{pu} = (\gamma \cdot d) \left[\frac{k_0 \cdot d \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan (\beta - \phi)} \left(\frac{1}{\tan \alpha} - 1 \right) + \frac{d \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha}{\tan (\beta - \phi)} \right] - k_0 \cdot d \left(\frac{\sin^2 \beta}{\cos \beta} \cdot \tan \phi \right) (\tan \alpha - 1)$$

حيث ($d < d_i$).

الجدول (4.5)

Recommended thickness of temporary timber lagging (after FHWA-RD-75-130, 1976)

	Soil Description	Unified Soil Classification	Depth (m)	Recommended thickness of lagging (roughcut) for clear spans of:					
				1.5 m	1.8 m	2.1 m	2.4 m	2.7 m	3.0 m
COMPETENT SOILS	Silt or fine sand and silt above water table	ML, SM-ML	0 - 8	50 mm	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm
	Sands and gravels (medium dense to dense)	GW, GP, GM, GS, SW, SP, SM	8 - 18	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm
	Clays (stiff to very stiff); non-fissured	CL, CH							
DIFFICULT SOILS	Clays, medium consistency and $\frac{YH}{S_u} < 5$	CL, CH							
	Sand and silty sand (loose)	SW, SP, SM							
	Clayey sands (medium dense to dense) below water table	SC	0 - 8	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm
	Clay, heavily overconsolidated, fissured	CL, CH	8 - 18	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm	125 mm
POTENTIALLY DANGEROUS SOILS	Cohesionless silt or fine sand and silt below water table	ML, SM-SL							
	Soft clays $\frac{YH}{S_u} > 5$	CL, CH	0 - 5	75 mm	75 mm	100 mm	125 mm	125 mm	125 mm
	Slightly plastic silts below water table	ML	5 - 8	75 mm	100 mm	125 mm	150 mm	150 mm	150 mm
Notes:	Clayey Sands (loose), below water table	SC	8-11	100 mm	125 mm	150 mm	150 mm	150 mm	150 mm
	1) In the category of "potentially dangerous soils", use of soldier beam and lagging wall systems is questionable. 2) The values shown are based on construction grade lumber. 3) Local experience may take precedence over recommended values in this table.								

تاسعاً: قدرة التحمل الجانبية لقدم العناصر الشاقولية:

lateral capacity of soldier beam toe

يجب أن يدخل العنصر الشاقولي ضمن تربة القاعدة بطول مناسب لا يقل عن (0.60 m) لكي يقاوم جزء من الضغط السلبي، وليحمل بذلك القوى الجانبية الناتجة من رد فعل التربة (R)، ويتحمل الضغط الفعال المطبق عليه مع معامل أمان لا يقل عن (1.5).

تحتسب القوة الجانبية التي يتعرض لها العنصر الشاقولي (R_{load}) كما يلي:

$$R_{load} = R_s + \frac{1}{2} D \cdot k_a \cdot \gamma \cdot (2H + D) b$$

$$R_{load} = 37 \times 2.5 + \frac{1}{2} D \tan^2 (45 - \frac{39}{2}) \cdot [2 \times (10) + D] 0.6$$

(k_a) معامل الضغط الفعال للتربة.
المعادلة الثالثة:

$$P_{pu} = k_a (b \cdot \gamma \cdot d) \tan^8 \beta + k_0 \cdot \gamma \cdot d \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta$$

بعد إجراء الحسابات اللازمة بطريقة (وانغ ريس وبرومز) نوجز النتائج كما في الشكل (5.5)... انظر الفقرة (6.6.4) من الفصل الرابع.

عاشراً: قدرة التحمل المحورية للعناصر الشاقولية:

axial capacity of soldier beam

1. حساب الحمولة المحورية الكلية: Calculate total axial load

يتم حساب الحمولة المحورية الكلية من مجموع أوزان العناصر الشاقولية، وأوزان عناصر التدعيم المؤقت وبيتون الجدار المصبوب بالمكان (CIP or cast- in place) والبيتون المحقون والقوى المحورية في الأنكورات الشاقولية كما يلي:

Unit weight of soil (γ)	18	kN/m ³
Height of soldier beam above final excavation level (H)	10	m
Drilled shaft diameter (b)	0.6	m
Soldier beam center to center spacing (s)	2.5	m
Clear spacing between drilled shafts (s_c)	1.9	m
soil friction angle (ϕ)	39	degrees
$\beta=45+\phi/2$	64.5	degrees
$\alpha=\phi$ (for dense sands)	39	degrees
Subgrade reaction force (R)	37	kN/m
at-rest earth pressure coefficient (K_o) = $1-\sin\phi$	0.37	
active earth pressure coefficient (K_a) = $\tan^2(45-\phi/2)$	0.23	
passive earth pressure coefficient (K_p) = $\tan^2(45+\phi/2)$	4.40	

Toe Depth (m)	Wedge Resistance (single pile) (Eq. B-2) (kN/m)	Wedge Resistance (intersecting wedges) (kN/m)	Flow Resistance (Eq. B-5) (kN/m)	Rankine Continuous (Eq. B-6) (kN/m)	Minimum Wang-Reese Passive Resistance (kN/m)	Total Passive Force (kN)	Total Active Force (kN)	Total Subgrade Reaction Force (kN)	Factor of Safety
0.0	0	0	0	0	0	0	0.0	92.5	0.0
0.5	60	60	490	99	60	15	12.6	92.5	0.1
1.0	194	169	980	198	169	73	25.8	92.5	0.6
1.5	401	289	1,470	297	289	187	39.6	92.5	1.4
2.0	680	419	1,960	396	396	358	54.1	92.5	2.4
2.5	1,034	559	2,449	494	494	581	69.1	92.5	3.6
3.0	1,460	710	2,939	593	593	853	84.8	92.5	4.8
3.5	1,959	870	3,429	692	692	1,174	101.0	92.5	6.1
4.0	2,532	1,041	3,919	791	791	1,545	117.9	92.5	7.3
4.5	3,178	1,222	4,409	890	890	1,965	135.4	92.5	8.6
5.0	3,897	1,414	4,899	989	989	2,435	153.6	92.5	9.9

Embedment depth calculations (Wang-Reese method).

• حساب القوى العمودية في العناصر الشاقولية كما يلي:
باعتبار أن عمق الغرز للعناصر الشاقولية هو (D = 2.50 m) تكون
القوى المحورية أعلى وأسفل الأنكورات كما يلي:

$$\text{Vertical force of upper anchor} = 435 \text{ kN} \times \sin 15^\circ = 113 \text{ kN}$$

$$\text{Vertical force of lower anchor} = 445 \text{ kN} \times \sin 15^\circ = 115 \text{ kN}$$

• حساب وزن العناصر الشاقولية:
وزن العنصر الشاقولي المكون من مجرتين (MC 12 x 31 , Grade)
(50)، وبعمق غرز قدره (2.50 m) هو (0.452 kN/m)، لذا يكون:
 $\text{Weight of soldier beam} = 2 \times 0.452 \text{ kN/m} \times 12.50 \text{ m} = 11 \text{ kN}$

• حساب وزن البيتون المحقون:
يحدد قطر الثقب (أو حفرة العنصر الشاقولي) من مقاس المجرتين (أي
مقطع هذا العنصر) ويمكن اعتباره (0.60 m)، لذلك يكون:

$$\text{Weight of concrete backfill} =$$

$$22.6 \text{ kN/m}^3 \times \frac{\pi \times 0.60^2}{4} \times 12.50 \text{ m} = 80 \text{ kN}$$

• حساب الوزن المحسوم للبيتون:
يتم تخفيض هذا الوزن بدلاً من وزن التربة المزالة أثناء الحفر.. كما يتم
اعتبار مساحة منطقة البيتون المراد حسم وزنها حتى جناح أو شفة المقطع أمام
قناة حزمة الكابلات (0.55 m²).

$$\text{Weight of removed concrete} = 22.6 \text{ kN/m}^3 \times 0.55 \text{ m}^2 = 12 \text{ kN}$$

• حساب وزن العناصر الأفقية من أجل التدعيم المؤقت:
إذا استخدمنا دعائم خشبية (مورينات) بأبعاد (75 x 75 mm) يكون

الوزن

الحجمي لهذه العناصر (8 kN/m³)، وبالتالي يكون:

$$\text{Weight of timber lagging} = 8 \text{ kN/m}^3 \times 10 \text{ m} \times 2.35 \times 0.075 \text{ m} = 14 \text{ kN}$$

• حساب وزن البيتون المصبوب بالمكان (CIP):
سماكة بيتون الجدار هي (10 in = 254 mm)، والوزن الحجمي للبيتون
المسلح هو (23.6 kN/m³)... إذاً:

$$\text{Weight of concrete facing} = 23.6 \text{ kN/m}^3 \times 10 \text{ m} \times 2.50 \times 0.254 \text{ m} = 150 \text{ kN}$$

المجموع الكلي للحمولات السابقة:

$$W = 113 + 115 + 11 + 80 - 12 + 14 + 150 = 471 \text{ kN}$$

2. حساب قدرة تحمل الحمولة المحورية اللازمة:

Calculate the required axial capacity

يتم حساب قدرة التحمل الحدية للحمولة المحورية في العناصر الشاقولية باستخدام الإجراءات الموضحة في الفقرة (1.7.4) من الفصل الرابع. أما قدرة التحمل المطلوبة للحمولة المحورية في العناصر المذكورة فتحسب بالعودة للشكل الأول في هذا المثال وباستخدام قيمة عدد الضربات ($N = 45$) في تجربة الاختراق المعيارية (SPT) للجزء السفلي من العناصر الشاقولية كما يلي:

$$Q_a = \frac{f_s \cdot A_s}{2.0} + \frac{q_t \cdot A_t}{2.5}$$

حيث (2.0) معامل أمان الاحتكاك، و (2.5) معامل أمان الاستناد.

(f_s) قوة الاحتكاك و (A_s) مساحة سطح الاحتكاك.

(f_t) قوة الاستناد و (A_t) مساحة سطح الاستناد.

■ حساب مقاومة الاستناد: end bearing

$$Q_{a \text{ end bearing}} = \frac{q_t \cdot A_t}{2.5} \left[57.5 (45) \frac{\pi}{4} (0.6)^2 \right] = 293 \text{ kN}$$

■ حساب المقاومة الجانبية: side resistance

باعتبار أن عمق الغرز المفترض ($D = 2.50 \text{ m}$) يكون:

$$Q_{a \text{ skin friction}} = \frac{f_s \cdot A_s}{2.0} + \frac{\beta \cdot p_0 \cdot A_s}{2.0}$$

حيث:

$$\beta = 1.5 - 0.42 z^{0.34}$$

$$z = \frac{1}{2} (H + D) \Rightarrow$$

$$\beta = 1.5 - 0.42 \left(\frac{10 + 2.50}{2} \right)^{0.34} = 0.72$$

$$p_0 = \frac{\gamma}{2} (H + D) = \frac{18 \text{ kN/m}^3}{2} (10 + 2.50) = 112 \text{ kN/m}^3$$

$$Q_{a \text{ skin friction}} = 0.72 \times 112 \cdot \left(\frac{\pi \times 2.5 \times 0.60}{2} \right) = 190 \text{ kN}$$

قدرة تحمل الحمولة المحورية الكلية (total axial capacity) من أجل
عمق غرز قدره (2.50 m):

$$Q_a = 293 + 190 = 483 > W = 471 \text{ kN} \dots \text{ok}$$

أحد عشر: تجربة مقاومة أو تحميل الأنكورات العلوية:

resisting the upper anchor test load

يتم تحديد معامل الأمان ضد انهيار التربة السلبي فوق مستوى الأنكورات
العلوية بعد

حساب قدرة مقاومة التربة العظمى لهذا الضغط (F_p) من العلاقة التالية المعتمدة
في (FHAW- RD-97- 103, 1998)، مع الإشارة إلى أن الاختصار
(FHAW) يشير إلى (Federal Highway Administration,)
:(Washington DC)

$$F_p = 1.125 K_p \cdot \gamma h_1^2 \cdot s$$

حيث ($k_p = 0.60$) معامل الانهيار السلبي للتربة من أجل زاوية احتكاك
(33°).

$$F_p = 1.125 \times 0.60 \times 18 \text{ kN/m}^2 \times 2.5^2 \times 2.5 = 1898 \text{ kN}$$

ويكون معامل الأمان ضد الانهيار السلبي للتربة:

$$S_f = \frac{1898}{559} = 3.4 > 1.5 \dots \text{ok}$$

اثنا عشر: وسائل تصميم الجدار الساند:

permanent facing design

تم تصميم سماكة الجدار (254 mm) من الببتون المصبوب بالمكان
(CIP) .. أي (Cast- In Place)، وهو يعمل كبلطة بيتونية باتجاه واحد
تدعمه العناصر الشاقولية. ويقاوم هذا الجدار ضغط التربة لفترة طويلة دون أن
يكون للتدعيم المؤقت أي تأثير في هذه المقاومة.

نوجد معامل عزم الانعطاف الأعظمي (1 / 10) أي بدلالة العزم الفعال
باستخدام الجدول (6.5).

$$M_{\max} = \frac{1}{10} = (43.6 \text{ kN/m} + 3.2 \text{ kN/m}) 2.5^2 \text{ m}^2 = 29.3 \text{ kN.m/m}$$

ويصمم الجدار (AASHTO) لمقاومة هذه العزوم، مع الأخذ بالاعتبار
الربط مع الأنكورات.

عزم الانعطاف التصميمي الأعظمي للجدار

Maximum design bending moments for wales and permanent facing (after AASHTO, 1996).

Support and soil condition شروط الاستناد والتربة	Maximum moment in a 1 m height
Simple span مجاز بسيط No soil arching (e.g., soft cohesive soils; rigid concrete facing placed tightly against soil)	$P^2/8$ عزم الانعطاف الأعظمي لكل متر من الارتفاع
Simple span مجاز بسيط Soil arching (e.g., granular soil or stiff cohesive soil with flexible facing; rigid facing where space is available to allow in place soil to arch)	$P^2/12$
Continuous facing مجازات مستمرة No soil arching (e.g., soft cohesive soils; rigid concrete facing placed tightly against soil)	$P^2/10$
Continuous facing مجازات مستمرة Soil arching (e.g., granular soil or stiff cohesive soil with flexible facing; rigid facing where space is available to allow in place soil to arch)	$P^2/12$

Note: p = maximum ordinate of the total pressure envelope along span
= span between supports
ملاحظة: مغلف الإحداثيات العظمى للضغط الكلي على طول المجاز = المجاز بين المساند.

الجدول (6.5)

ثلاثة عشر: خلاصة التصميم الأولي:

summary of initial design

نوجز في هذه الفقرة خلاصة التصميم الأولي لكافة العناصر في الجملة الإنشائية:

العناصر الشاقولية Soldier Beams	
Initial Design Results نتائج التصميم الاول	
التباعد Spacing	2.5 m
الفطر Diameter	0.6 m
عمق الغرز Embedment	2.5 m
المقاس Size	Two MC12 x 31 Grade 50 Channel Sections مجراتان (2 Channel) من نوع (MC 12x31)

بيانات التحليل والتصميم Design Analysis Information

معامل المقطع	Section Modulus
قدرة التحمل الشاقولية	Vertical Capacity

الخصائص المطلوبة Required Properties

0.001001 m³
471 kN

نتائج التصميم الاول Initial Design Results

0.001109 m³
491 kN

الأنكورات

Initial Design Results

نتائج التصميم الأولي

الصف	Rows	2
المقاس	Size	32-mm diameter Grade 150 bar or 3@15-mm diameter Grade 270 strand
العمق	Depth	2.5 m (upper) and 6.25 m (lower)
الميل	Inclination	15° for both rows

Design Analysis Information Required Properties Initial Design Results

Row 1, Allowable bond capacity	435 kN	600 kN
Row 2, Allowable bond capacity	445 kN	600 kN
32-mm Bar		
Allowable Capacity	445 kN	501 kN
Trumpet Diameter	95 mm	150 mm
3@15-mm Strand		
Allowable Capacity	445 kN	469 kN
Trumpet Diameter	150 mm	150 mm

أربعة عشر: الاستنتاجات: Conclusions

أخيراً:

يشير استعراض النتائج في التصميم الأولية إلى أن قدرة الشدادات وتباعدها كافية للعمل بشكل آمن.
يجب أن يتم تنفيذ الصف الثاني من الأنكورات للتصميم مع أكبر تباعد للعناصر الشاقولية وبالميل المختارة أيضاً.

2.5 المثال 2: تدعيم منحدر بجدار مثبت بالأنكورات: Anchored Wall Supported Slope

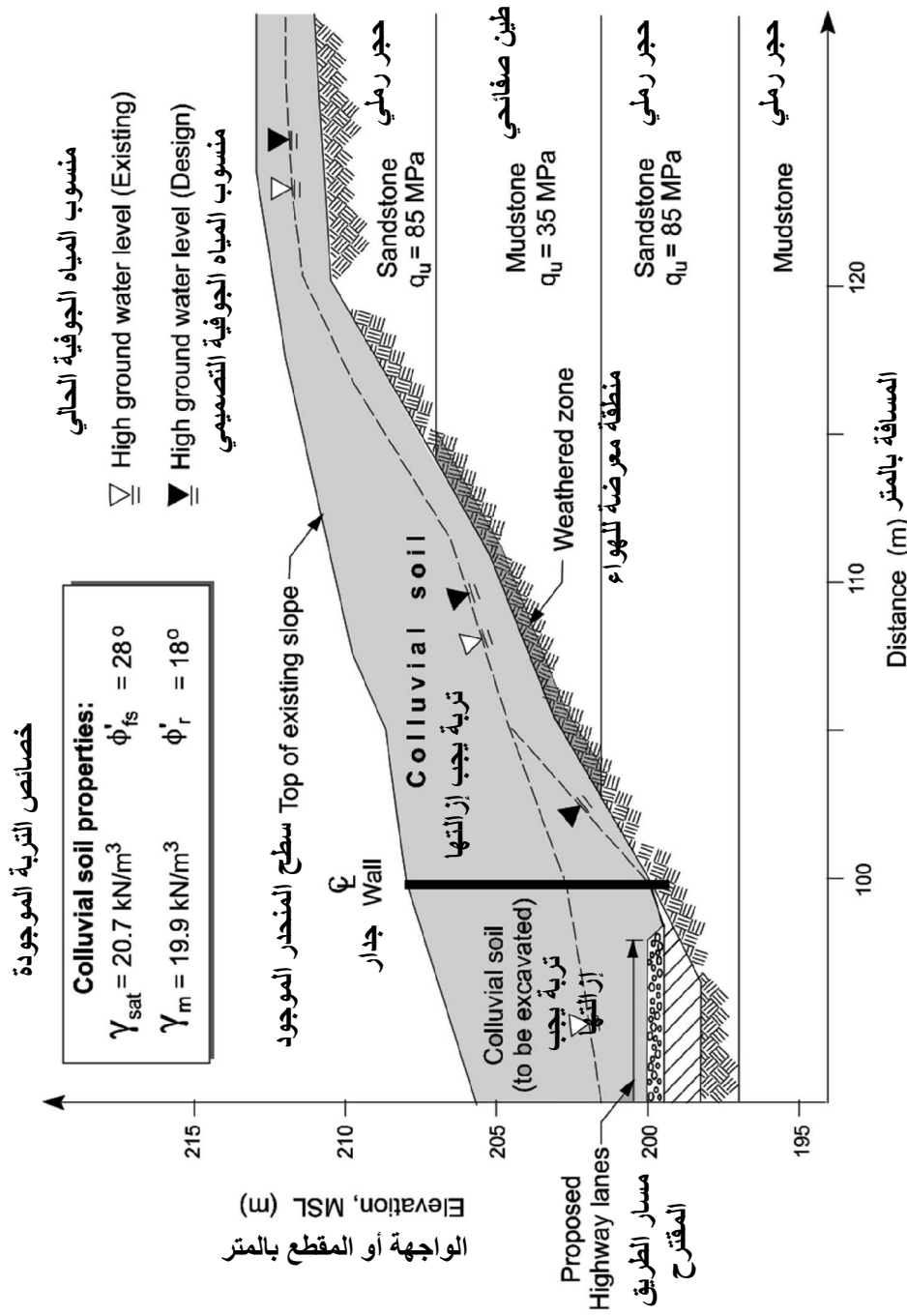
✓ معطيات الجدار: Wall Requirements

يراد تنفيذ طريق سريع (highway) أسفل المنحدر الترابي المبين مقطعه العرضي في الشكل (6.5) ويطلب تدعيم هذا المنحدر بجدار ارتفاعه (8 m) مع عناصر شاقولية مدعمة بأنكورات دائمة.
يقع الجدار بالقرب من قدم المنحدر (انظر كتاب الجدران الاستنادية).
وليس هناك منشآت مجاورة في المنطقة.

✓ توصيف الطبقة تحت السطحية:

Subsurface Characterization

بيّنت تجارب (SPT) وسبور التربة المجراة على مسافة (5 m) من طول الجدار و (15 m) خلف الجدار، أن المنحدر يتكون من تربة طينة ورملية ذات منشأ صخري كما هو مبين في الشكل المذكور. كما بينت السبور وجود طبقة صخرية على عمق (3 m).



Subsurface stratigraphy and design cross section.

الشكل (6.5) الطبقات تحت السطحية والمقطع العرضي التصميمي.

وقد تراوحت تجربة الاختراق (SPT) بين (20 - 3) طرقة/300 mm، وبينت العينات التي تم الحصول عليها من السبور أن التربة تحت الجدار لينة جدا ومشبعة.

تم تقدير قوة الضغط (q_u) بناءً على البيانات المعروفة عن المنطقة، وبالاستناد إلى (RQD or Rock Quality Designation)، حيث تبين أن: ($q_u = 85 \text{ MPa}$) حجر الرمل، و ($q_u = 35 \text{ MPa}$) للطين الصخري أو (الطين الصفائحي). كما تم تقييم قوة القص في الحالتين الجافة والمشبعة. بينت التجارب أن حد السيولة بين (52% to 69%) وبشكل وسطي (60%). حيث اعتمد في ذلك على الشكل (7.5). كما تم اختيار زاوية الاحتكاك الداخلية التحليلية للتربة ($\phi = 18^\circ$) وبقية البيانات الأخرى على الشكل المذكور.

الحل:

أولاً - أنواع الحمولات المؤثرة على الجدار:

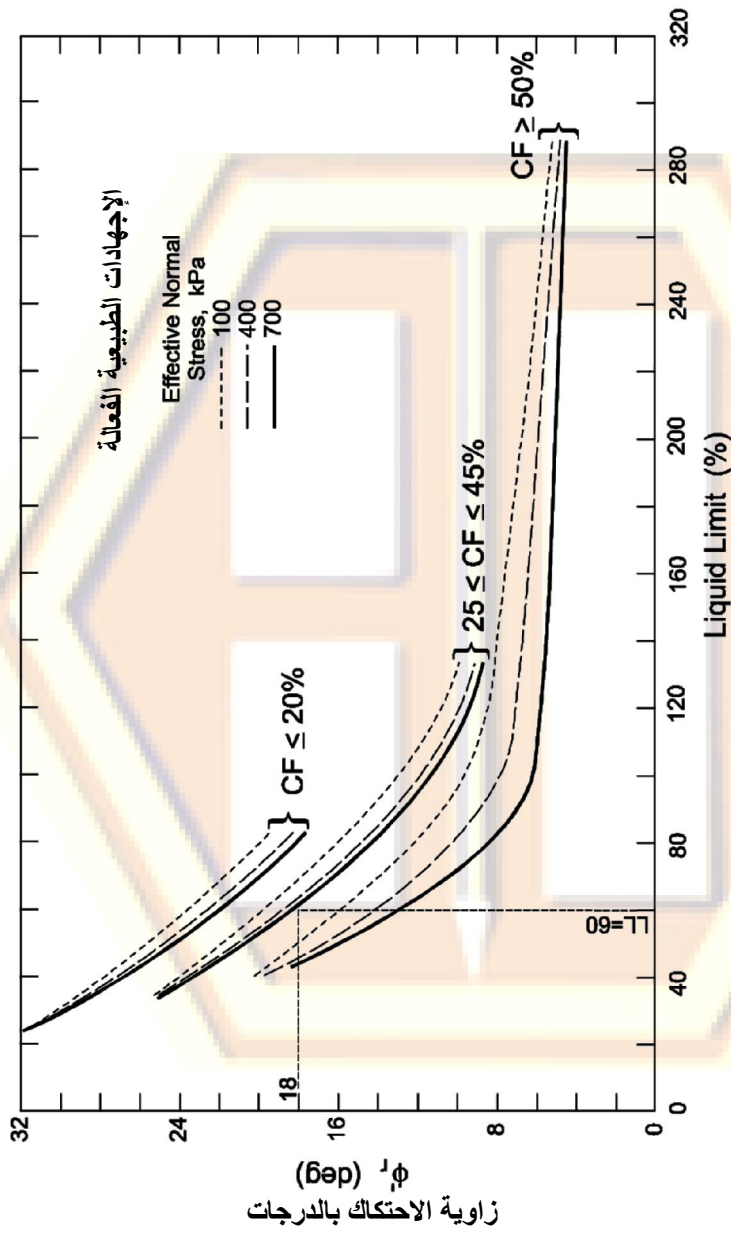
load types acting on wall

إذا اعتمدنا توصيات (AASHTO - 1996) نجد أن تركيب الحمولات اللازم تطبيقه هو:

$$\text{Comb. Load} = D + (L + I) + CF + E + B + SF$$

حيث:

- (D) الحمولات الميتة المؤثرة على أسفل كل عناصر شاقولي.
- (L) الحمولات الحية عند وجود طريق خلف الجدار يقع ضمن مسافة أفقية لا تزيد عن نصف عمق الجدار. و (I) قوى التثبيت.
- (E) ضغط التربة الجانبي التقريبي بحسب الشكل (2.4) في الفصل الرابع.
- (CF) قوة ضغط التربة على الجدار.



Secant residual friction angle (after Stark and Eid, 1994, "Drained Residual Strength of Cohesive Soils", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 5, Reprinted by permission of ASCE).

الشكل (7.5) زاوية الاحتكاك الناتجة في التربة المتماسكة وفق (ASCE)

(B) قوة الرفع أو الطفو من المياه الجوفية.

(SF) قوة قوى ضغط المياه الجوفية.

تحسب الحمولات على الجدار كما يلي:

1. تؤثر الحمولة الميتة (D) على أسفل كل عنصر شاقولي باعتبارها مؤلفة من مجموع الوزن الذاتي للعنصر المذكور ووزن بيتون الجدار ووزن البيتون المحقون.

2. لا تؤثر الحمولات (L, I, CF, B, and SF) أثناء التنفيذ بسبب عدم وجودها في هذه المرحلة.

3. تم استخدام برنامج الكمبيوتر (XTAB) لدراسة توازن أو استقرار المنحدر وحساب الحمولات المؤثرة على هذا التوازن، حيث يعمل البرنامج المذكور على إعادة توزيع الحمولات على الجدار والأنكورات.

ثانياً - موقع سطح الانزلاق أو الانهيار الحرج المتوقع:

location of critical potential failure surface

تمت دراسة حركة الانزلاق في المنحدر كما في المثال السابق (انظر كتاب الجدران الاستنادية). فلتحقيق الاستقرار في منحدر غير مستقر، يجب إزالة التربة (colluvial soil) من أعلى المنحدر ومن المنطقة الواقعة أمام الجدار المقترح في الشكل (7.5)، وذلك لتوفير الدعم اللازم للاستقرار. حيث يشير تحليل انهيار المنحدر إلى أن سطح الانزلاق الحرج يقع على طول واجهة التربة المذكورة الواجب إزالتها.

ثالثاً - مخطط الضغط الظاهري للتربة:

apparent earth pressure diagram

1. يتم تقدير قيم القوى في الأنكورات باستخدام برنامج (XTABL) بحسب الخطوات التالية، أو بأية طريقة أخرى مناسبة.

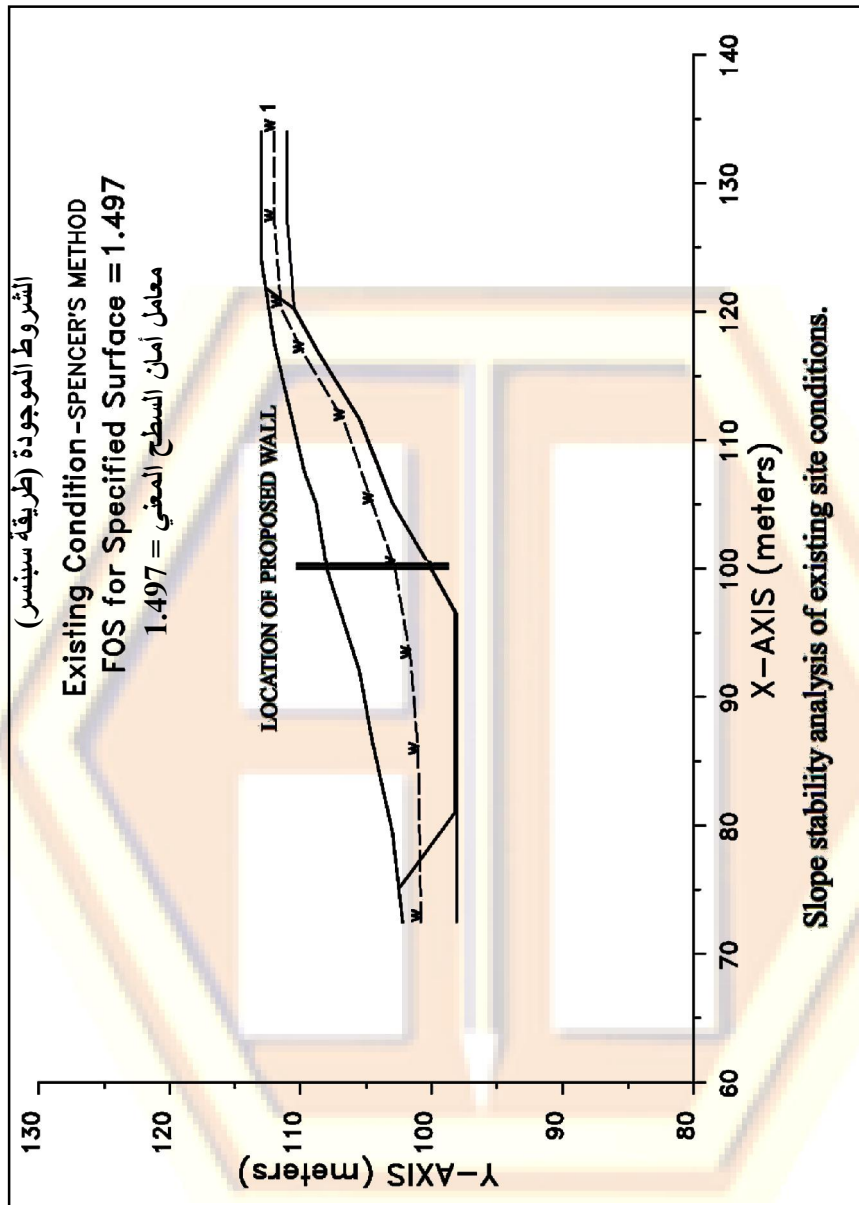
الجدول (7.5) إجراءات تقييم حمولات التربة الجانبية الكلية باستخدام برنامج توازن أو استقرار المنحدرات (XSTABL) Procedure to evaluate total lateral earth load using slope stability computer programs	
الخطوة (1)	رسم مقطع المنحدر وأبعاده وميوله، وتعيين الحمولات المؤثرة وضغط الماء.
الخطوة (2)	تحديد الوزن الحجمي ومقاومة القص لكل نوع من التربة في الطبقات.
الخطوة (3)	تحديد سطح الانزلاق أو الانهيار.
الخطوة (4)	تطبيق الحمولات الإضافية المركزة على الجدار (طريقة أولى)، أو تطبيق حمولات الأنكورات (طريقة ثانية).
الخطوة (5)	تقدير معامل أمان الحمولات للخطوة السابقة.
الخطوة (6)	إعادة الخطوتين السابقتين مع زيادة الحمولات الإضافية المركزة (طريقة أولى) أو حمولات الأنكورات (طريقة ثانية) ثم تقدير معامل أمان الحمولات الجديد.

2. يكون سطح الانهيار المتوقع من أجل التحليل كما في الشكل (8.5)، باستثناء أن سطح الانهيار يبدأ عند مستوي تقاطع الجدار والتربة الواجب إزالتها (colluvial soil)، و سطح الطبقة القاعدية الصخرية.

3. تتم نمذجة قيود الأنكورات في البرنامج المذكور كحمولة ضغط إضافية تؤثر على وجه الجدار بميل (20°).

4. يمكن القبول بمعامل أمان (1.3) من أجل حساب توازن أو استقرار المنحدر.

5. تدل نتائج تحليل استقرار المنحدر على أن القوة الكلية في الأنكورات المائلة بزاوية (20°) هي (707 kN/m). وهي تحقق استقرار المنحدر بمعامل أمان (1.3).

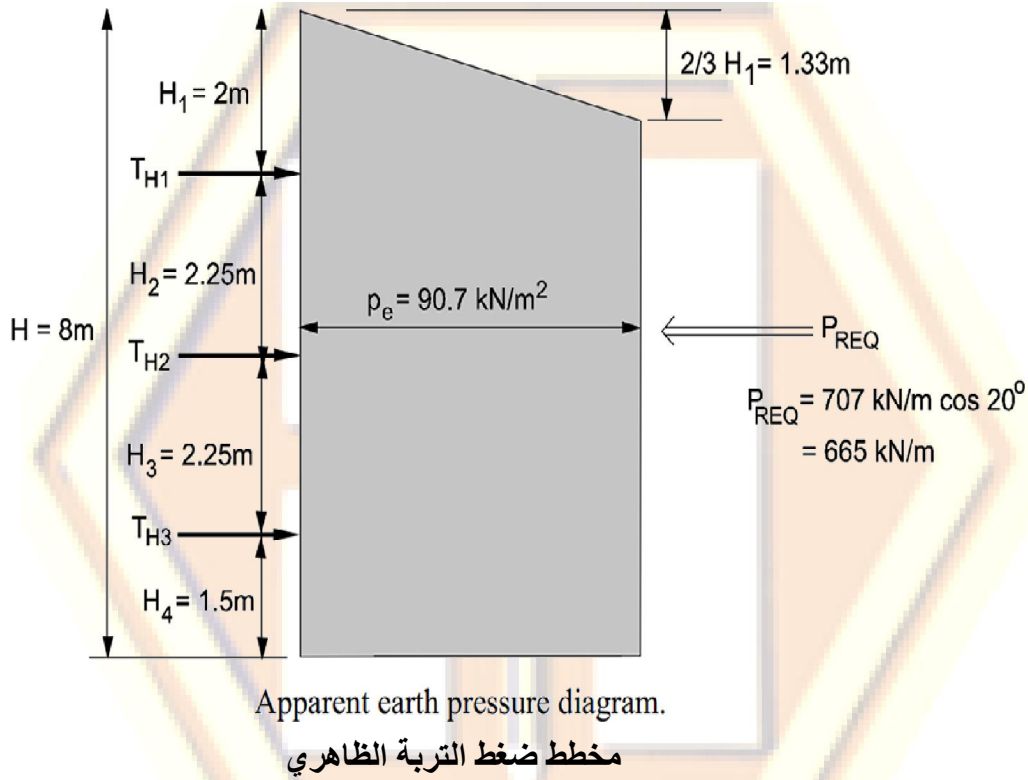


تحليل استقرار المنحدر ضمن شروط الموقع

الشكل (8.5)

6. يجب أن يمتد تسليح الأنكورات من وجه الجدار إلى ما وراء واجهة التربة الواجب إزالتها (colluvial). وتشد بقوة (707 kN /m) (مع معامل أمان 1.3).

7. تم إعادة توزيع القوة الكلية المحسوبة من تحليل الاستقرار في مغلف مخطط الضغط المطبق على كامل ارتفاع الجدار، وقد كان هذا المخطط كما في الشكل (8.5). وقد تم اختيار ثلاثة صفوف من الأنكورات بالتباعد الشاقولي الموضح في هذا المغلف.



الشكل (8.5)

يوضح مغلف الضغط المذكور أن إصبع قدم الجدار في أسفله، يفترض أن يعمل على مقاومة جزء من الحمولة المطبقة على الجدار.

8. لثبات قاعدة الجدار وتوفير قدرة على المقاومة الجانبية، يجب إدخال الجدار ضمن طبقة الحجر الرملي السفلية بما لا يقل عن (0.60 m).

رابعاً - حمولة الأنكورات الأفقية وعزم الانعطاف الأعظمي في الجدار:

horizontal anchor loads and maximum wall bending

moment

يتم حساب الحمولات (TH_1 , TH_2) في الأنكورات الأفقية المثبتة للجدران في أكثر من مستوي، وعزم الانعطاف في الجدار تحت أو أسفل الأنكور بإحدى الطريقتين المبينتين في الشكل (9.5)... انظر الفقرة (3.3.4) في الفصل الرابع.

1. نحسب الحمولات (TH_1 , TH_2) في الأنكورات الأفقية بطريقة المساحة الإضافية (Tributary Area Method) كما يلي:

$$T_{H1} = \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_3}{2} \right) P_e = \left(\frac{2.25 \text{ m}}{2} + \frac{2.25 \text{ m}}{2} \right) 91 \text{ kN/m}^2 = 205 \text{ kN/m}$$

$$T_{H1} = \left(\frac{2H_1}{3} + \frac{H_2}{2} \right) P_e = \left(\frac{2 \times 2 \text{ m}}{3} + \frac{2.25 \text{ m}}{2} \right) 91 \text{ kN/m}^2 = 224 \text{ kN/m}$$

وبنفس الطريقة تكون حمولة الأنكور السفلي الأفقية (TH_3). انظر الشكل (10.5) أدناه:

$$T_{H3} = \left(\frac{H_3}{3} + H_4 \right) P_e = \left(\frac{2.25 \text{ m}}{2} + 1.5 \text{ m} \right) 91 \text{ kN/m}^2 = 239 \text{ kN/m}$$

2. يتم حساب عزوم الانعطاف التالية في الجدار، بطريقة المساحة الإضافية أيضاً:

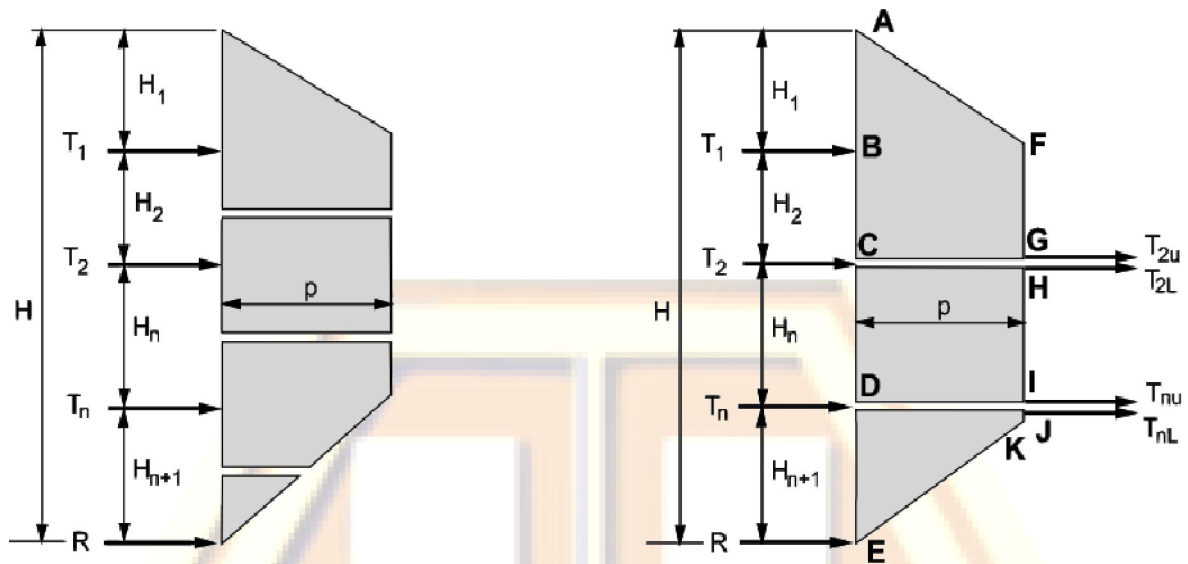
(M_1) فوق الأنكور العلوي.

(M_2) عند المنسوب الوسطي الواقع بين الأنكور الأول والثاني من

الأعلى.

(M_3) عند المنسوب الواقع بين الأنكور الثاني والأخير.

$$M_1 = \frac{13}{54} H_1^2 \cdot P_e = \frac{13}{54} \times 2^2 \text{ m} \times 91 \text{ kN/m}^2 = 88 \text{ kN.m/m}$$



Tributary area method طريقة المساحة الإضافية **Hinge method** طريقة المفصل

$$T_1 = \text{Load over length } H_1 + H_2 / 2$$

$$T_2 = \text{Load over length } H_2/2 + H_n / 2$$

$$T_n = \text{Load over length } H_n/2 + H_{n+1}/2$$

$$R = \text{Load over length } H_{n+1} / 2$$

$$T_1 = \text{Calculated from } \Sigma M_C = 0$$

$$T_{2u} = \text{Total earth pressure (ABCGF) - } T_1$$

$$T_{2L} = \text{Calculated from } \Sigma M_D = 0$$

$$T_{nu} = \text{Total earth pressure (CDIH) - } T_{2L}$$

$$T_{nL} = \text{Calculated from } \Sigma M_E = 0$$

$$R = \text{Total earth pressure - } T_1 - T_2 - T_n$$

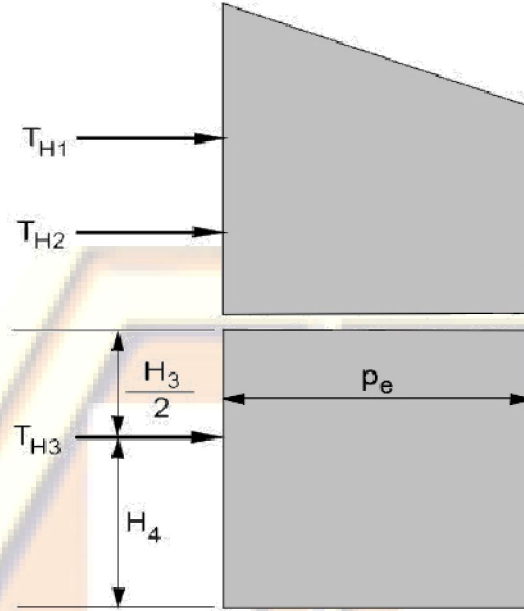
$$T_2 = T_{2u} + T_{2L}$$

$$T_n = T_{nu} + T_{nL}$$

Calculation of anchor loads for multi-level wall.

حساب الحمولات في أنكورات الجدران المثبتة في أكثر من مستوي.

الشكل (9.5)



Calculation of horizontal ground anchor load, T_{H3}

حساب الحمولة (T_{H3}) .

الشكل (10.5)

$$M_2 = M_3 = \frac{1}{10} H_{2 \text{ or } 3}^2 \cdot P_e = \frac{1}{10} \times 2.25^2 \text{ m} \times 91 \text{ kN/m}^2 = 46 \text{ kN.m/m}$$

بنفس الطريقة يكون العزم تحت الأنكور السفلي انظر الشكل (11.5) أدناه:

$$M_4 = \frac{H_4^2}{2} \cdot P_e = \frac{1.5^2 \text{ m}}{2} \times 1.25 \text{ m} \times 91 \text{ kN/m}^2 = 103 \text{ kN.m/m}$$

يكون العزم التصميمي هو الأكبر بين القيم السابقة وهو:

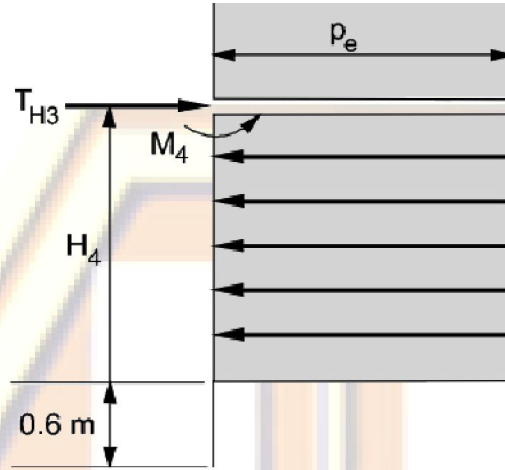
$$M_{\max} = 103 \text{ kN.m/m}$$

خامساً - افتراضات التصميم التجريبي الأولى:

initial trial design assumptions

يتم اعتماد عناصر الجملة من خلال التصميم الأولي لكل من العناصر الشاقولية والجدار والأنكورات وعناصر التدعيم المؤقت، وفق النورمات

والكودات الخاصة بهذا الأعمال. لذلك سنفترض أن ميل جميع الأنكورات (20°) على العناصر الشاقولية من المركز إلى المركز (2.50 m).



Calculation of wall bending moment below lowest anchor

Calculation of T_{H3} and M_4 .

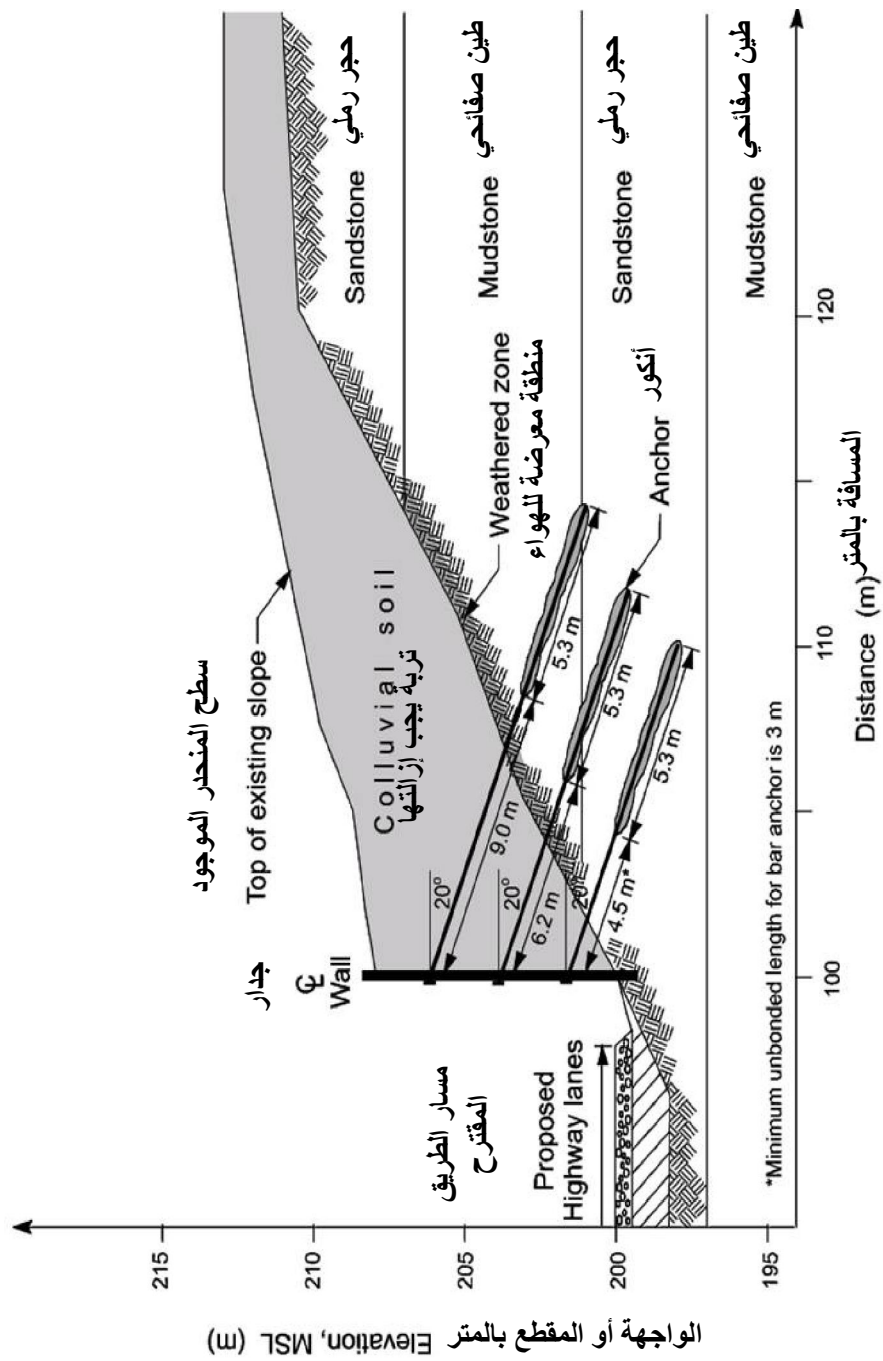
حساب العزم (M_4) و (T_{H3}).

الشكل (11.5)

تم اختيار المقطع العرضي للتصميم الأولي للجدار ومقاطع قضبان أو كابلات شد الأنكورات كما الشكل (12.5)، مع الإشارة إلى أن الحد الأدنى للطول المتماسك والطول غير المتماسك من الأنكورات، غير مرتبط باختيار الكابلات المذكورة. وقد تم شرح ذلك في الفقرات التالية من هذه المسألة.

سادساً - حمولة الأنكورات التصميمية: anchor design load

يتم حساب الحمولات التصميمية للأنكورات العليا (DL_1) والوسطى (DL_2) والسفلى (DL_3) كما يلي:



Location of unbonded and bond length for ground anchors

الشكل (12.5)

$$DL_3 = \frac{239 \times 2.50}{\cos 20^\circ} = 636 \text{ kN}$$

سابعاً - تصميم الطول غير المتماسك:

design of the unbonded length

من أجل مناطق طول التماسك في الأنكورات والموجودة ضمن طبقة الطين الصخري (أو الطين الصفائحي). نفترض أن الطول غير المتماسك يمتد لمسافة $(0.20 H = 1.6 \text{ m})$ خلف الطبقة الرقيقة المعرضة للهواء من الطين الصخري بسماكة (0.30 m) . انظر الشكل (12.5).

ثامناً - قدرة تحمل الأنكور: anchor capacity

يتم تشكيل منطقة التماسك المحقونة في الأنكورات في طبقتي الطين الصفائحي والحجر الرملي، وتحسب قدرة تحمل الأنكور من وسطي الحمولة المنقولة المفترضة ضمن طبقة الطين الصخري. وقد افترضت هذه الحمولة (360 kN/m) وذلك وفق الجدول (8.5).

يجب أن يحقق التصميم الإرساء الكامل في التربة الصخرية تحت حمولة تصميمية مع معامل أمان قدره (3). وهذا يتطلب أنكورات نموذجية بطول (7.50 m) وبقطر صغير ومحقونة تحت ضغط منخفض. حيث تكون قدرة تحمل الأنكور المسموحة من النوع

الجدول (8.5) القيم الحدية الافتراضية للحمولات المنقولة.
من أجل التصميم الأولي للأنكورات في الصخر.

Presumptive ultimate values of load transfer for preliminary design of ground anchors in rock.

Rock type نوع الصخر	Estimated ultimate transfer load (kN/m) الحمولة الحدية المنقولة
Granite or Basalt صوان أو بازلت	730
Dolomitic Limestone حجر كلسي دولوميتي	580
Soft Limestone حجر كلسي طري	440
Sandstone حجر رملي	440
Slates and Hard Shales صخر أردواز أو طين صفائحي	360
Soft Shales طين صفائحي طري	150

المذكور (900 kN)، وهي أكبر من الحمولة التصميمية (636 kN)، فبالتالي لا يمكن تحقيق التصميم في هذا الموقع بسبب تباعد الأنكورات ووجود الميل. لذلك يتم حساب طول التماسك المحقون اللازم كما يلي:

$$\text{Maximum Bond Length} = \frac{636 \text{ kN} \times 3}{360} = 5.3 \text{ m}$$

تاسعاً - التوازن الخارجي: external stability

إن قوة القص في الحجر الرملي والطين الصفائحي أكبر بكثير من قوة القص في واجهة التربة الواجب إزالتها (colluvial)، ولذلك فإن نظام الأنكورات المختار مستقر خارجياً إلى ما وراء هذه التربة (colluvial (soil/bedrock interface)).

عاشراً - اختيار الجداول أو الكابلات: selection of tendon

بما أن تربة الموقع مصنفة من التكوين الصخري نختار نظام تثبيت بحماية مضاعفة (double protection) بقضيب وكابلات (bar and strand tendons). تحسب أبعاد كل من القضيب والكابلات، مع افتراض أن حمولة الاختبار القصوى (1.33 D)، لذلك نختار كابلات من الصنف (I) بقطر (A36 mm) ومن الماركة (Grade160) وذلك بحسب الجدول (9.5) وفق (ASTM)، حيث تكون قيمة إجهاد الشد المسموح (60%) من قدرة تحمل الشد (tensile strength)، والتي تساوي بحسب الجدول المذكور (675 kN)، وهذه القيمة تتجاوز الحمولة التصميمية القصوى المحسوبة (636 kN). ومن أجل ذلك يكون القطر الأدنى لفوهة رأس مجاري الكابلات بحسب دليل (ASTM) الموضح في الجدول (10.5) هو (102 mm).

ملاحظة:

يمكن أيضاً اختيار خمسة كابلات (A15 mm) من (Grade270)، حيث تكون قدرة تحمل قوة سبق الإجهاد المسموحة على الشد (782 kN) وذلك بحسب الجدول (9.5). أما القطر الأدنى لفوهة رأس مجاري الكابلات بحسب الجدول (10.5) فيكون (165 mm).

عاشراً - اختيار العناصر الشاقولية: soldier beam selection

يتم اختيار معامل المقطع المطلوب (S_{req}) لكل عنصر شاقولي كما يلي:

$$S_{req} = \frac{M_{max}}{F_b} = 5.3 \text{ m}$$

الجدول (9.5) خصائص قضبان سيق الإجهاد بحسب (ASTM A722).

Properties of prestressing steel bars (ASTM A722).

Steel grade مärke القولاذ	Nominal diameter القطر الاسمي (in.)	Ultimate stress f_{pu} الإجهاد الحدي (ksi)	Nominal cross section area A_{ps} مساحة المقطع (in. ²)	Ultimate strength $f_{pu} A_{ps}$ المتانة (kips)	Prestressing force قوة سيق الإجهاد		
					$0.8 f_{pu} A_{ps}$ (kips)	$0.7 f_{pu} A_{ps}$ (kips)	$0.6 f_{pu} A_{ps}$ (kips)
150	1	150	0.85	127.5	102.0	89.3	76.5
	1-1/4	150	1.25	187.5	150.0	131.3	112.5
	1-3/8	150	1.58	237.0	189.6	165.9	142.2
	1-3/4	150	2.66	400.0	320.0	280.0	240.0
	2-1/2	150	5.19	778.0	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136.0	108.8	95.2	81.6
	1-1/4	160	1.25	200.0	160.0	140.0	120.0
	1-3/8	160	1.58	252.8	202.3	177.0	151.7
(ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

الجدول (10.5) العلاقة بين مقاس جداول الكابلات وقطر فوهة رأس المجاري (البوق).

الحد الأدنى اقترح لقطر فوهة رأس المجاري (mm).

Guidance relationship between tendon size and trumpet opening size.

Tendon type نوع الجداول	Minimum suggested trumpet opening size (mm)	
	Class II corrosion protection الصف (II) محمي من التآكل	Class I corrosion protection الصف (I) محمي من التآكل
Number of 15-mm diameter strands	4	102
	7	115
	9	127
	11	140
	13	153
	17	165
Bar diameter (mm)		
	26	64
	32	70
	36	76
		89
		95
		102

حيث:

(F_b) إجهاد الانحناء المسموح به من الفولاذ، وهو يساوي نسبة (0.55) من إجهاد الخضوع (f_y)،
أما إجهاد الخضوع للفولاذ من (Grade. 36) فهو (f_y = 248 Mpa = 36 ksi) وللفولاذ (Grade. 50) هو (f_y = 345 Mpa = 50 ksi).
من أجل الحسابات السابقة نوجد قيمة (M_{max}) عزم الانعطاف الأعظمي في العناصر الشاقولية:

$$M_{max} = 103 \text{ kN.m / m} \times 2.50 \text{ m} = 258 \text{ kN.m}$$

إذا...

• من أجل الفولاذ (Grade. 36) يكون معامل المقطع:

$$S_{erq} = \frac{258}{0.55 \times 248} = 0.001891 \text{ m}^3$$

لتشكيل العنصر الشاقولي يمكننا استخدام عنصرين من المقطع (I) ذي الجناح أو الشفة العريضة (wide flange) حيث معامل المقطع (0.001894 m²):

• من أجل الفولاذ (Grade. 50) يكون معامل المقطع:

$$S_{erq} = \frac{258}{0.55 \times 345} = 0.001360 \text{ m}^3$$

يمكننا أيضاً تشكيل هذا العنصر باستخدام عنصرين من قطع المجرة (channel) (C 15 x 40) حيث معامل المقطع (0.001527 m²). يمكن تشكيل العناصر الشاقولية من نفس مقطع (C 15 x 40) ولكن من الفولاذ ماركة (Grade. 40).

إذا استخدمنا المقطع المذكور (C 15 x 40)، فيجب إملاء هذا المقطع بالبيتون الإنشائي بدءاً من قاع الحفرة وحتى الأعلى. لكي يتحمل الحمولات الشاقولية التي ستطبق عليه. ويتم حساب الحد الأدنى للفراغ اللازم لتشكيل مقطع العنصر الشاقولي على أساس المسافة القطرية بين أطراف شفا المقطع. ففي المقطع المذكور يكون عرض الشفة (89 mm) وعمق المقطع (381 mm).
إذا افترضنا أن فراغ الفتحة بين المجاري هو (b_{os} = 150 mm)، يكون القطر الأدنى المطلوب لجداول الكابلات:

min. required diameter =

$$\begin{aligned} & \sqrt{(2 \times \text{flange width} + 150 \text{ mm})^2 + (\text{beam depth})^2} \\ & = \sqrt{(2 \times 89 \text{ mm} + 150 \text{ mm})^2 + (381)^2} = 503 \text{ mm} \end{aligned}$$

نستخدم إذا قطر العنصر (shaft diameter) (610 mm).

أحد عشر - تصميم التدعيم الخشبي: design of timber lagging
إذا تم تشكيل العنصر الشاقولي من مجراتين، يحسب تباعد العناصر الخشبية المؤقتة من المركز إلى المركز باعتباره يساوي تباعد هذه العناصر ناقص الفراغ بين مقاطع المجرة كما يلي:

$$\text{required length of timber lagging} = s - b_{os}$$

$$= 2.50 \text{ m} - 0.15 \text{ m} = 2.35 \text{ m}$$

وتكون سماكة عناصر التدعيم (75 mm) بحسب الجدول رقم (11.5) أدناه.

اثنا عشر - قدرة تحمل العناصر للحمولات المحورية:

axial capacity of soldier beam

1. حساب الحمولة المحورية الكلية: Calculate total axial load
تحسب الحمولة المحورية الكلية من مجموع القوى المحورية في
الأتكورات وأوزان.

الجدول (11.5) سماكة عناصر التدعيم المؤقت الخشبية الموصى بها.

Recommended thickness of temporary timber lagging (after FHWA-RD-75-130, 1976)

	Soil Description	Unified Soil Classification	Depth (m)	Recommended thickness of lagging (roughcut) for clear spans of:					
				1.5 m	1.8 m	2.1 m	2.4 m	2.7 m	3.0 m
COMPETENT SOILS	Silt or fine sand and silt above water table	ML, SM-ML	0 - 8	50 mm	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm
	Sands and gravels (medium dense to dense)	GW, GP, GM, GS, SW, SP, SM	8 - 18	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm
	Clays (stiff to very stiff); non-fissured	CL, CH							
DIFFICULT SOILS	Clays, medium consistency and $\frac{w_L}{S_u} < 5$	CL, CH							
	Sand and silty sand (loose)	SW, SP, SM	0 - 8	75 mm	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm
	Clayey sands (medium dense to dense) below water table	SC	8 - 18	75 mm	75 mm	100 mm	100 mm	125 mm	125 mm
	Clay, heavily overconsolidated, fissured	CL, CH							
POTENTIALLY DANGEROUS SOILS	Cohesionless silt or fine sand and silt below water table	ML, SM-SL							
	Soft clays $\frac{w_L}{S_u} > 5$	CL, CH	0 - 5	75 mm	75 mm	100 mm	125 mm	-----	-----
	Slightly plastic silts below water table	ML	5 - 8	75 mm	100 mm	125 mm	150 mm	-----	-----
	Clayey Sands (loose), below water table	SC	8-11	100 mm	125 mm	150 mm	-----	-----	-----
Notes: 1) In the category of "potentially dangerous soils", use of soldier beam and lagging wall systems is questionable. 2) The values shown are based on construction grade lumber. 3) Local experience may take precedence over recommended values in this table.									

العناصر الشاقولية ووزن بيتون الجدار. حيث تم افتراض أن العناصر الشاقولية تدخل بمقدار (0.60 m) في طبقة الحجر الرملي مع البيتون الإنشائي المصبوب ضمنها.

• تحسب القوى المحورية في الأنكورات المائلة من خلال الحمولات التصميمية وبحسب كل صف منها كما يلي:

$$\text{Vertical force of upper anchor} = 596 \text{ kN} \times \sin 20^\circ = 204 \text{ kN}$$

$$\text{Vertical force of middle anchor} = 546 \text{ kN} \times \sin 20^\circ = 187 \text{ kN}$$

$$\text{Vertical force of lower anchor} = 636 \text{ kN} \times \sin 20^\circ = 218 \text{ kN}$$

• الوزن الذاتي للعنصر الشاقولي من مقطع (C 15 x 40, Grade 50) والممتد بعمق (0.60 m) والذي وزن المتر الطولي منه (0.584 kN/m) يحسب كما يلي:

$$\text{Weight of soldier beam} = 2 \times 0.584 \times 8.6 \text{ m} = 10 \text{ kN}$$

• يحسب وزن البيتون الإنشائي ذي الوزن الحجمي (22.6 kN/m³)، والمردوم بعمق (0.60 m) كما يلي:

$$\text{Weight of concrete backfill} = 22.6 \times \frac{0.6^2}{4} \times 8.60 = 55 \text{ kN}$$

• يتم حساب وزن الدعامات الخشبية المؤقتة من مورين بسماكة (70 mm)، وبوزن حجمي (8 kN/m³) كما يلي:

$$\text{Weight of timber lagging} = 8 \times 8 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} \times 0.075 \text{ m} = 12 \text{ kN}$$

• يتم حساب وزن البيتون المصبوب بالمكان (CPI) للجدار بسماكة

(254 mm) كما يلي، حيث الوزن الحجمي لهذا البيتون هو (23.6 kN/m³):

$$\text{Weight of concrete facing} = 23.6 \times 8 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} \times 0.254 \text{ m} = 120 \text{ kN}$$

• الحمولة الكلية:

$$\text{Total Load} = 204 + 187 + 217 + 10 + 55 + 12 + 120 = 805 \text{ kN}$$

2. حساب قدرة تحمل الحمولات المحورية المطلوبة:

Calculate the required axial capacity

يتم التحكم بقدرة تحمل الحمولات المحورية واستقرار العناصر الشاقولية من خلال مقاومة القص وسماكة الشقوق في طبقة التربة المكونة من الحجر الرملي. ومن المعروف أن هذه التربة قليلة العيوب، ولا يحتاج التصميم فيها إلى تفصيلات. لذلك يمكن استنتاج أن هذه التربة تستطيع تحمل (805 kN).

ثلاثة عشر - المقاومة الناتجة عن تجربة التحميل على الأنكورات العلوية:

resisting the upper anchor test load

كما في المثال السابق، يتم حساب معامل الأمان ضد الانهيار السلبي للتربة فوق مستوى صف الأنكورات العليا، من نسبة حمولة الاختبار إلى قدرة تحمل الضغط السلبي للتربة... انظر المثال السابق.

إن حمولة الاختبار تساوي (1.33) مرة تركيب الحمولات الأفقية للأنكورات، أي $(1.33 \times 596 \text{ kN} \times \cos 20^\circ = 745 \text{ kN})$ ، وتمثل هذه القيمة الحد الأقصى للضغط السلبي (maximum passive resistance of the retained soil). ويتم حساب القيمة العظمى المطلوبة للضغط السلبي من العلاقة التالية:

$$F_p = 1.125 \gamma \cdot k_p \cdot H_1^2 \cdot s$$

لدينا زاوية الاحتكاك الداخلي الفعالة في التربة وهي (28°) ، وزاوية الميل الخلفي (10°) .

نفترض أن زاوية الاحتكاك الداخلي بين الجدار والتربة $(\phi = 0.5 \delta)$ ، فنجد أن $(k_p = 5.4)$.
إذا...

$$F_p = 1.125 \times 19.9 \text{ kN/m}^3 \times 5.4 \times 2^2 \text{ m} \times 2.50 \text{ m} = 1209 \text{ kN}$$

ويكون معامل الأمان ضد الانهيار السلبي للتربة:

$$SF = \frac{1209}{745} = 1.5 > 1.5 \text{ ok}$$

أربعة عشر - المقاومة: permanent facing design

يتم تصميم بيتون الجدار ذي السماكة (254 mm) كبلاطة مصمتة تعمل باتجاه واحد وتستند على العناصر الشاقولية لتقاوم ضغط التربة الظاهري، وذلك مع افتراض أن الدعامات الخشبية المؤقتة لا تستطيع تحمل هذا الضغط لفترة طويلة ضمن الظروف المحيطة بالتربة.

يحسب ضغط التربة الظاهري (P_e) في التربة الرملية من الشكل (13.5) أدناه.

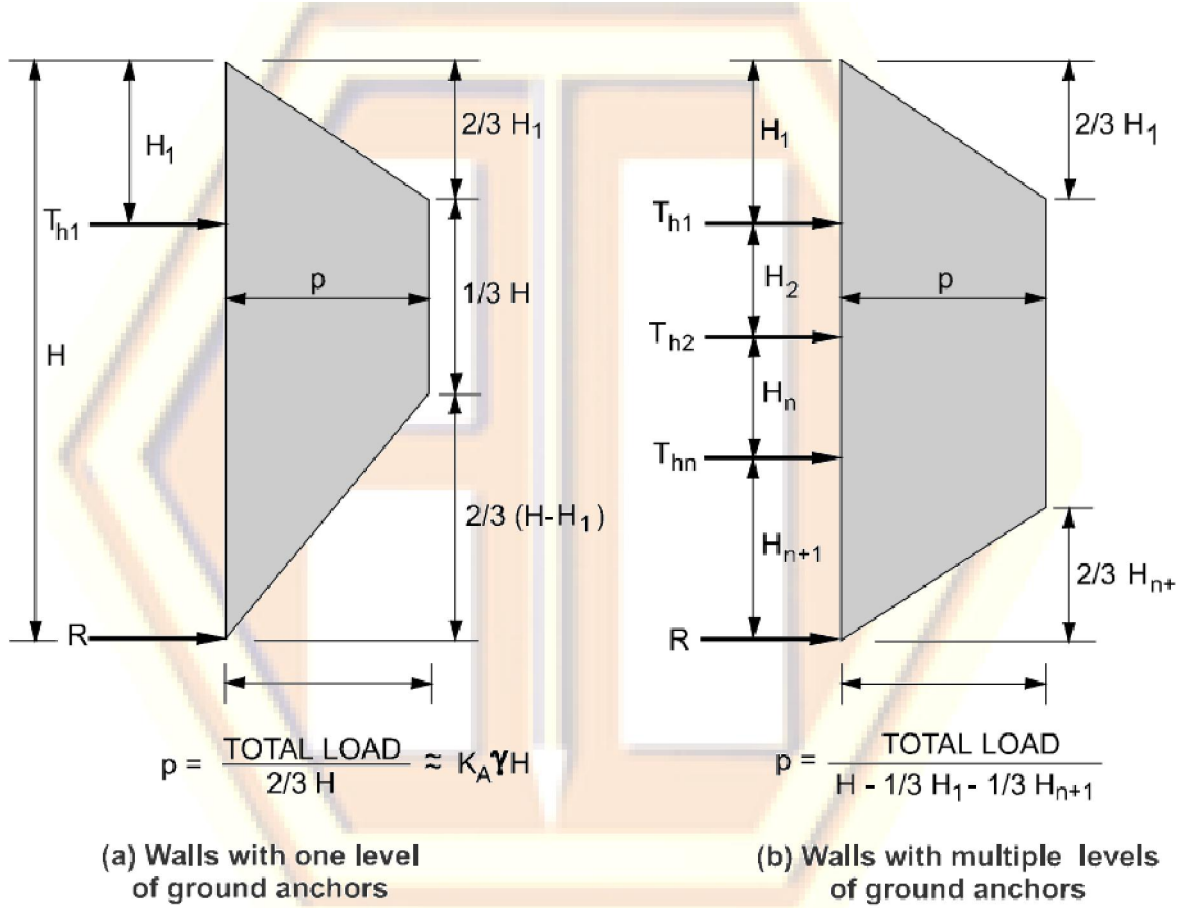
فمن أجل ميل خلفي بمقدار (10°) واحتكاك معدوم بين التربة والجدار يكون معامل هذا الضغط هو $(k_a = 0.327)$.

$$P_e = \frac{0.65 k_a \cdot \gamma \cdot H^2}{H - \frac{H_1}{3} - \frac{H_3}{3}} = \frac{0.65 \times 0.327 \times 19.9 \times 8^2}{8 - \frac{2}{3} - \frac{1.5}{3}} = 39.6 \text{ kN/m}^2$$

باستخدام الجدول (6.5) من هذا الفصل نجد أن عزم الانعطاف الأعظمي:

$$M_{\max} = \frac{1}{10} P_e \cdot s^2$$

$$M_{\max} = \frac{1}{10} \times 39.6 \times 2.50 = 24.8 \text{ kN.m/m}$$



H_1 = Distance from ground surface to uppermost ground anchor

الشكل (13.5)

خمسة عشر: التصميم الإنشائي للجدار: Structural Wall design
 يصمم الجدار الذي تثبت عليه عقد الوصلات بين العناصر الشاقولية
 والدعامات المؤقتة، على العزم الأعظمي فوق متطلبات (AASHTO) تكون
 النتائج كما يلي:

SUMMARY OF INITIAL DESIGN

Soldier Beams

Initial Design Results

Spacing	2.5 m
Diameter	0.6 m
Embedment	To competent bedrock, approximately 0.6 m
Size	Two C15x40 Grade 50 Channel Sections

Design Analysis Information	Required Properties	Initial Design Results
Section Modulus	0.001360m ³	0.001524m ³
Vertical Capacity	806 kN	>806 kN

Anchors

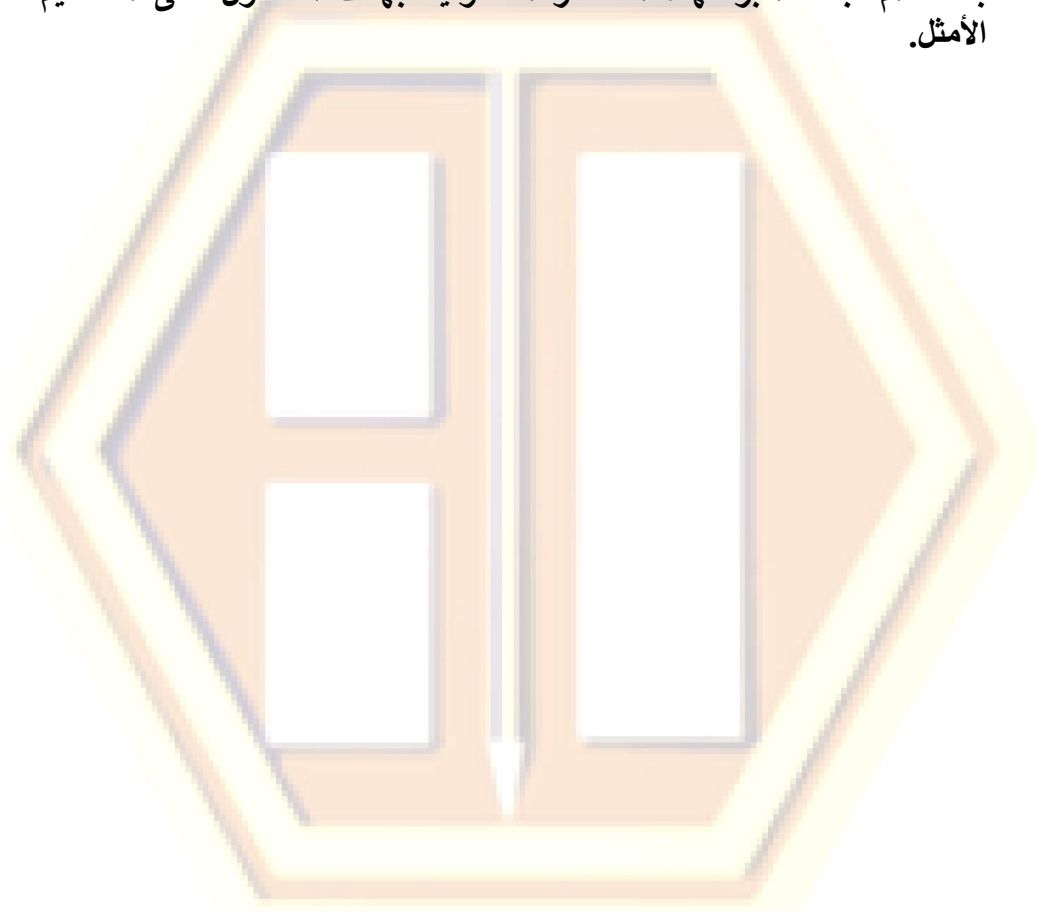
Initial Design Results

Rows	3
Size	36-mm diameter Grade 160 bar or 5@15-mm diameter Grade 270 strand
Depth	2.0 m (upper), 4.25 m (middle), and 6.5 m (lower)
Inclination	20°

Design Analysis Information	Required Properties	Initial Design Results
Row 1, Allowable bond capacity	596 kN	900 kN
Row 2, Allowable bond capacity	546 kN	900 kN
Row 3, Allowable bond capacity	636 kN	900 kN
36-mm Bar		
Allowable Capacity	636 kN	675 kN
Trumpet Diameter	102 mm	150 mm
5@15-mm Strand		
Allowable Capacity	636 kN	782 kN
Trumpet Diameter	165 mm	150 mm

استنتاجات: Conclusions

تبين نتائج التصميم الأولي أنه مقبول ومناسب. إلا في حال زيادة التباعد بين المجاري في مقاطع العناصر الشاقولية لتناسب مقاس القناة الخاصة بجدران كابلات سبق الإجهاد وتستوعب جدران بقطر (5@15 mm). يشير استعراض النتائج إلى أن قدرة التماسك في الأنكورات يسمح باستخدام تباعد أكبر لهذه العناصر الشاقولية بهدف الحصول على التصميم الأمثل.



الفصل السادس ...

مقدمة حول الجدران المثبتة بالنيلز

(جدران التربة المسمارية)

Introduction to Soil Nail Walls

1.6 منشأ مسامير التربة:

Origins of Soil Nail Walls

تم تعريف جدران التربة المسمارية أو اختصاراً الجدران المسمارية (أو الشدادات أو النيلز) في الفقرة (4.2.1) في الفصل الأول. كما بين الجدول (1.1) في الفقرة (3.1) في الفصل المذكور مقارنة بين هذه العناصر وبين الأنكورات. يعود اختراع النيلز إلى عام (1960) في الولايات المتحدة الأمريكية، ولكن الاستخدام الأوسع كان في النمسا عام (1964)، حين تم تنفيذ نفق الحفريات الصخرية تحت الأرض لتثبيت جدران النفق المذكور، مع استخدام جدران من الببتون المقذوف (shotcrete)، إذ استخدمت النيلز كمسامير تثبيت ضمن الصخر مع سبق الإجهاد.

يتكون النيل أو الجدار المسماري بشكل عام من تسليح سالب (غير مسبق الإجهاد) للتربة يركب بتباعد معين ثم يغلف بالموونة أو الروبة المحقونة (grout).

2.6 العناصر الأساسية للجدران المسمارية أو النيلز:

Basic Elements of a Soil Nail Wall

تستخدم عناصر النيلز في العديد من التطبيقات الهندسية كتثبيت الجدران الاستنادية على جوانب الطرق المارة من مناطق منحدرية، فمثلاً يبين الشكل (1.6) نموذجاً عن كيفية ومكان استخدامها في توسيع إحدى الطرقات. كما يبين الشكل (2.6) مقطعاً عرضياً لتفصيلة في هذه العناصر التي تتكون مما يلي:

1. قضبان التسليح الفولاذية (steel reinforcing bars):

تعتبر المكونات الرئيسية لمسامير التربة. وهي توضع قبل حقن المونة الإسمنتية في الثقب، ثم يتم تطبيق إجهاد شد سلبي على هذه القضبان (لتضغط على التربة)، ولتمنع تشوه الجدار الساند خلال الحفر.

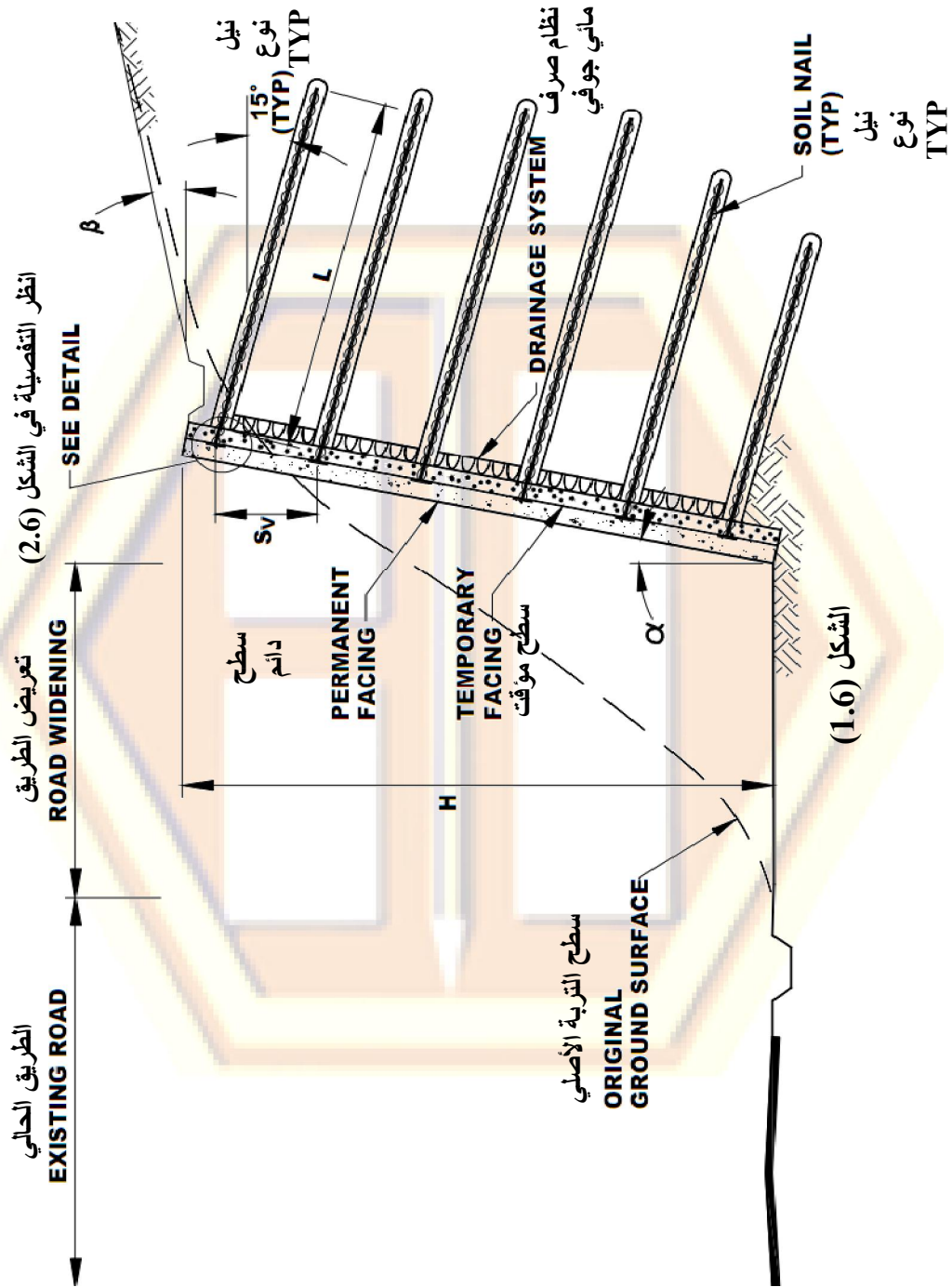
2. الغراوت أو المونة أو الروبة الإسمنتية (grout):

بعد إدخال قضيب النيل يتم حقن الغراوت في الثقب، حيث يقوم الأخير بمهمة نقل قوى الشد من التربة إلى قضيب النيل، بالإضافة إلى أن الغراوت يوفر حماية النيل من التآكل والاهتراء.

3. رأس النيل (nail head):

هو الجزء البارز من النيل بعد عزقة الشد كما هو مبين في الشكل (2.6).
4. عزقة الشد وحلقة منع التسرب وصفيحة التحميل (hex nut, washer, and bearing plate).

تربط هذه العناصر رأس النيل مع السطح الخارجي الدائم أو الجدار الساند.



وجه دائم من البيتون المسلح المصبوب بالمكان
FACING (e.g., CAST-IN-PLACE REINFORCED CONCRETE)

TEMPORARY FACING (SHOTCRETE)

تسلیم

REINFORCEMENT

三三三

STUDDER HEAD

三三

NAIL HEAD -

حلقة لمنع التسرب

حلقه لمنع

صفیحة تحمیل

BEARING PLATE

شبکه دریناج
- GEOSPOSITE STRIP DRAIN

STEEL BAR قضيب فولاذي

موتة أو روبية (غراوت)

WELDED WIRE MESH

Typical Cross-Section of a Soil Nail Wall.

مقطع عرضي نموذجي في النيل

الشكل (2.6)

5. السطحان المؤقت والدائم (temporary and permanent):(facing)

يقوم السطح المؤقت بتثبيت صفيحة التحميل ودعم الوجه المكشوف من التربة والسماح بتقدم أعمال الحفر. أما السطح الدائم والذي يتوضع فوق السطح المؤقت بعد تركيب وتثبيت قضبان النيلز، فيعمل على ربط الجملة وحمايتها.

6. المصارف الأرضية أو شبكة الدريناج (strip drainage):
توضع هذه العناصر قبل تنفيذ السطح المؤقت للسماح بجمع ونقل المياه المتسربة بشكل مؤقت بعيداً عن الموقع.

7. حماية التآكل الإضافية (Additional corrosion protection):
هناك مجموعة من الإضافات غير الموضحة في الشكل (2.6) تضاف لزيادة الحماية ومنع صدأ وتآكل العناصر المعدنية في النيلز.

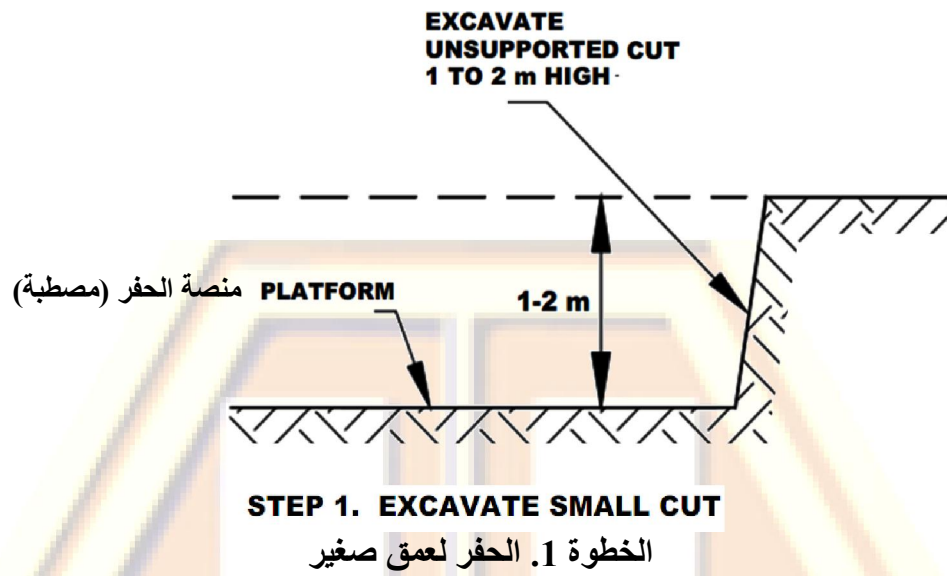
3.6 تسلسل خطوات التنفيذ:

Construction Sequence

يجري تنفيذ الجدران المسمارية بطرق عديدة إلا أنه وبشكل عام يكون تسلسل التنفيذ وفق الخطوات التالية:

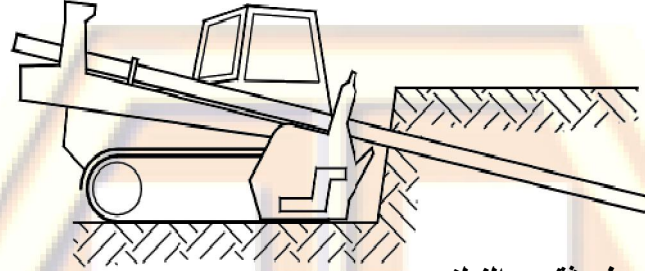
الخطوة الأولى - الحفر (Excavation):

يبدأ العمل بتنفيذ الحفر في التربة إلى العمق الذي تبقى عنده التربة مستقرة دون تدعيم لمدة لا تقل عن (24) ساعة. ويتراوح هذا العمق في معظم الحالات بين (1 – 3 m) وذلك بحسب طبيعة التربة وخصائصها. ويجب أن يكون عرض من منصة الحفر (platform) كافية لتأمين الوصول إلى أجهزة التثبيت. ويبين الشكل (3.6) كيفية تنفيذ هذه الخطوة من العمل.

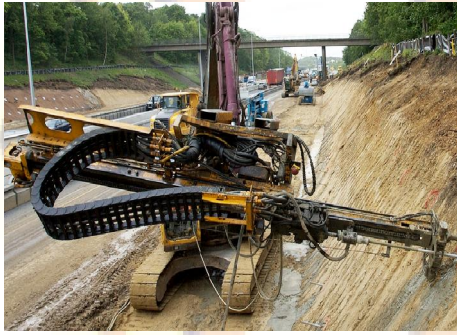


الشكل (3.6)

الخطوة الثانية - حفر ثقوب النيل (Drilling Nail Holes):
يتم حفر الثقوب بأقطار وأعماق وميول وتباعدات محددة سابقاً، وذلك من منصة الحفر المنفذة في الخطوة السابقة كما في الشكل (4.6). ويجب تنفيذ نيلز إضافية للاختبارات.



الخطوة 2. حفر ثقوب النيلز



الشكل (4.6)

الخطوة الثالثة - تركيب النيلز (Nail Installation):
توضع قضبان النيلز في ثقوب قبل الحقن، وتكون هذه القضبان عادةً مشابهة لقضبان التسليح العادية.

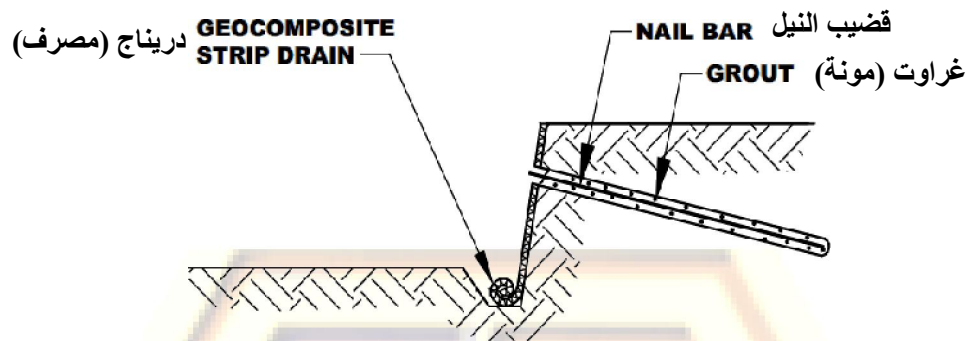
إلا أنه وفي السنوات الأخيرة درج استخدام القضبان المجوفة (المشابهة للأنايب) لكي يتم حقنها بالمونة الإسمنتية من الداخل لاحقاً. وهذا عدا حقن الثقب ذاته، كما في الشكل (4.6).

يتم تموضع القضبان في مركز الثقب من خلال مثبتات أو عناصر تركز خاصة (Centralizes) يجري وضعها ضمن الثقوب على محيط هذه القضبان قبل تركيب الأخيرة، وتشكل هذه العناصر حماية إضافية لقضبان النيلز تضمن تغليفها بالمونة.

عندما تكون متطلبات الحماية من التآكل ضرورية، يتم أيضاً في هذه المرحلة إدخال أنبوب تغليف من البلاستيك المموج (tremie)، ثم تتم تعبئة حفرة الثقب بالغراوت من خلال الأنبوب المذكور.

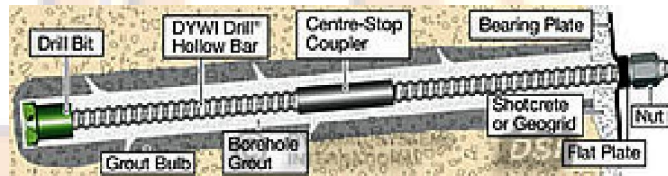
إذا كانت الثقوب كبيرة والنيلز مؤقتة، يتم ضخ المونة المذكورة بفعل الجاذبية أو بضغط منخفض وبعملية واحدة.

يجري في هذه الخطوة أيضاً تثبيت شرائح أو لفافات المصارف أو الدريناج (drainage strips) كما هو مبين في الشكل (5.6)، وذلك عند أسفل سطح جزء الجدار المنفذ في هذه الخطوة، لتفرد هذه اللفافات لاحقاً وفي كل مرحلة على كامل السطح المؤقت حيث تنتهي في الجزء الذي سينفذ في الخطوة الرابعة. تجمع لاحقاً لنقل المياه إلى مجمع رئيسي ثم صرفها.



**STEP 3. INSTALL AND GROUT NAIL
(INCLUDES STRIP DRAIN INSTALLATION)**

الخطوة 3. تركيب قضبان النيلز والحقن والدريناج



الشكل (5.6)

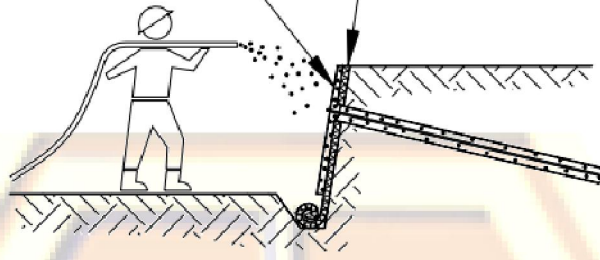
الخطوة الرابعة - تنفيذ السطح المؤقت من البيتون المقذوف
:(Construction of Temporary Shotcrete Facing)
يتم في هذه الخطوة تنفيذ الواجهة المؤقتة أو السطح الأمامي المؤقت من مادة البيتون المقذوف بغية تدعيم التربة قبل زيادة عمق الحفر كما في الشكل (6.6).

غالباً ما ينفذ هذا السطح بسماكة تقارب (10 cm)،
يسلح السطح المذكور بشبكة ملحومة من القضبان ذات الأقطار الصغيرة بحيث تتوضع في منتصف سماكة السطح، وتفصل بأبعاد تسمح بتراكب هذه الشبكات مع بعضها على كامل عرض الواجهة. راجع الشكل (1.6).
بعد معالجة السطح تركيب صفيحة تحميل معدنية (steel bearing plate) فوق رأس النيل.

يتم شد العزقات لحد معين على قضيب النيل ليضغط على التربة من خلال صفيحة التحميل وعبر السطح المؤقت.

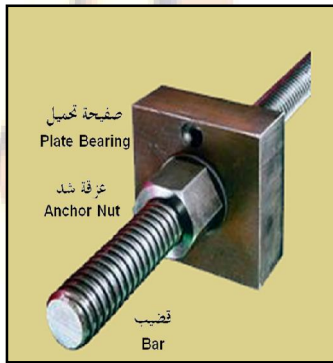
قبل المباشرة في حفر المرحلة التالية، يجب معالجة البيتون المقذوف بالماء لمدة لا تقل عن (72) ساعة، على أن تصل مقاومة هذا البيتون خلال هذه الفترة إلى ما لا يقل عن (10.5 Mpa).

شرائح دريناج (مصرف)
 سطح مؤقت (مصرف)
 DRAINAGE STRIPS
 TEMPORARY FACING



**STEP 4. PLACE TEMPORARY FACING
 (INCLUDES SHOTCRETE,
 REINFORCEMENT,
 BEARING PLATE, HEX NUT, AND
 WASHERS INSTALLATION)**

الخطوة 4. تنفيذ السطح
 المؤقت من البيتون المقذوف

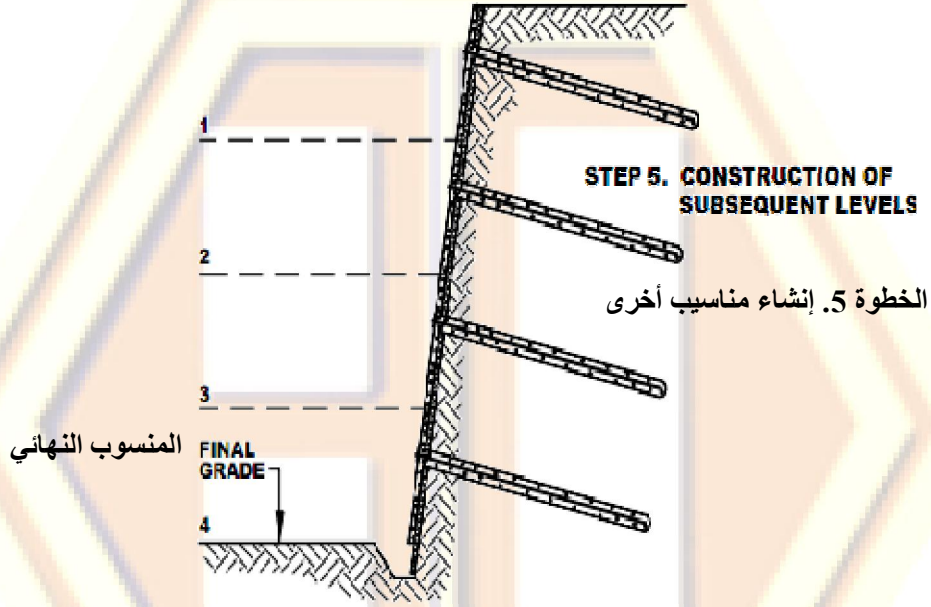


الشكل (6.6)

الخطوة الخامسة - إنشاء المناسيب الأخرى

:(Construction of Subsequent Levels)

تكرر الخطوات الأربعة السابقة لإنشاء المناسيب الأخرى من الحفرية حتي الوصول إلى المنسوب النهائي المطلوب كما في الشكل (7.6). وفي كل عملية لإنشاء منسوب جديد، يجب فرد شبكة الدريناج نحو الأسفل.



الشكل (7.6)

السطح النهائي

FINAL
FACING

أسفل الدريناج

TOE
DRAIN

**STEP 6. PLACE FINAL FACING
ON PERMANENT WALLS
(INCLUDES BUILDING
OF TOE DRAIN)**

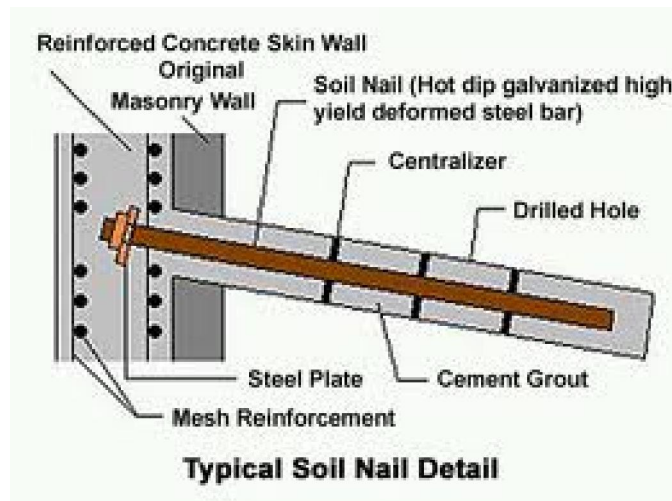
الخطوة 6. إنشاء السطح النهائي

الشكل (8.6) انظر تتمة الشكل على الصفحة التالية

الخطوة السادسة - إنشاء السطح الدائم:

:(Construction of a Final, Permanent Facing)

بعد الوصول إلى أسفل الحفرية عند المنسوب المطلوب يتم تثبيت قضبان النيلز، وإجراء تجربة تحميل على واحد أو أكثر منها وذلك بحسب العدد والمساحة، على أن تجرى التجارب المذكورة على النيلز التي نفذت فقط من أجل التجارب كما ذكر في البند الثاني أعلاه. يتم بعد ذلك تنفيذ السطح الدائم من البيتون المسلح المصبوب بالمكان (CIP) أو (Cast-In-Place). ويسلح هذا السطح بالقضبان الفولاذية المعروفة. ويجب تجنب الفواصل الأفقية في هذا السطح. ويبين الشكل (8.6) هذه المرحلة.



الشكل (8.6)

4.6 تطبيقات الجدران المسمارية (أو النيلز):

Applications of Soil Nail Walls

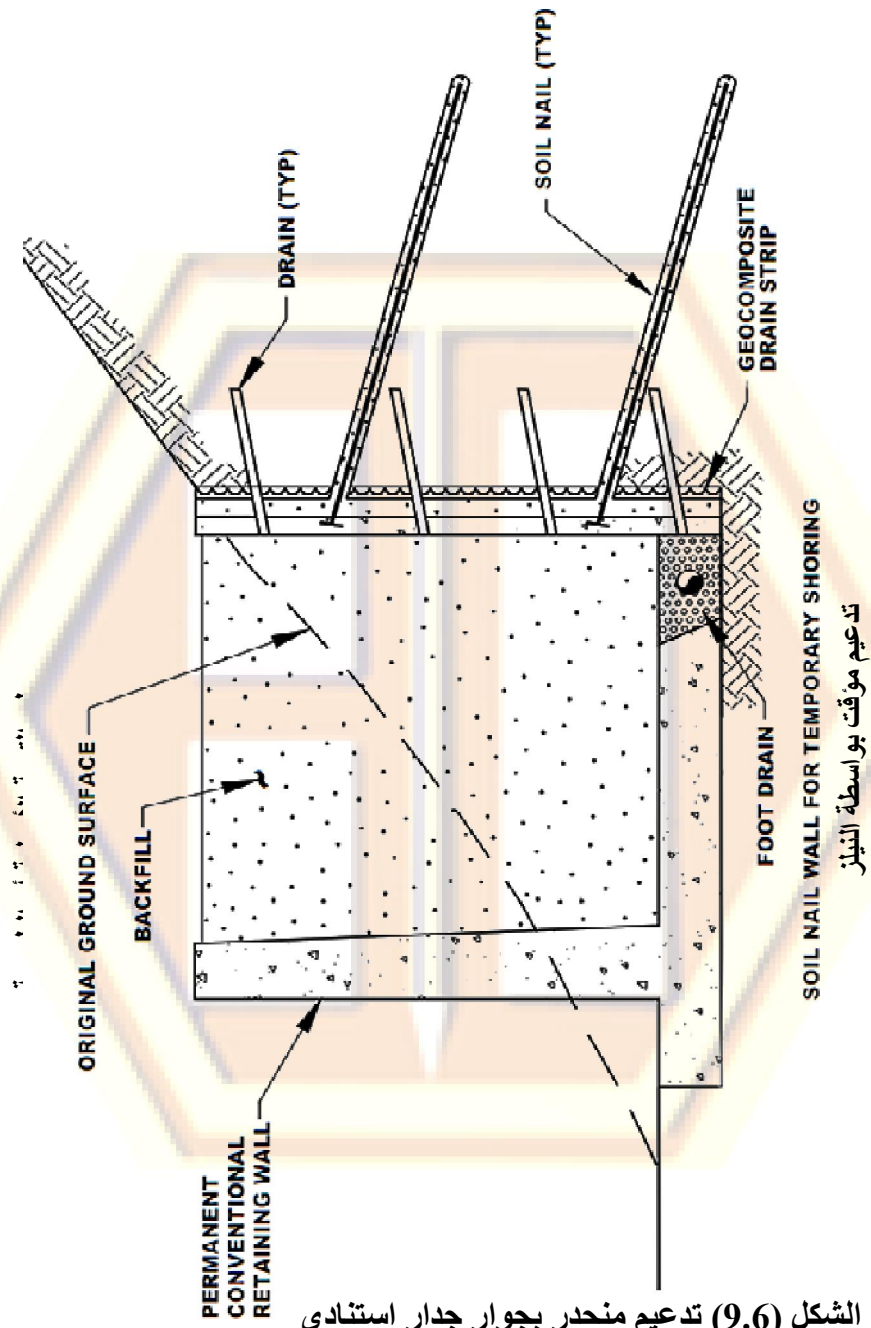
تم اختراع نظام النيلز لسند جوانب الحفريات الشاقولية أو الشبه الشاقولية، عندما لا تستطيع التربة الاستقرار بذاتها. لذلك فالحاجة لهذه الطريقة تتعلق بطبيعة التربة عموماً، وخاصة إذا تعرض سطح التربة من الجهة العلوية للحفريات إلى أحمال إضافية. حيث استعملت هذه الطريقة بشكل ناجح في العديد من المشاريع العالمية للأهداف التالية على سبيل المثال لا الحصر:

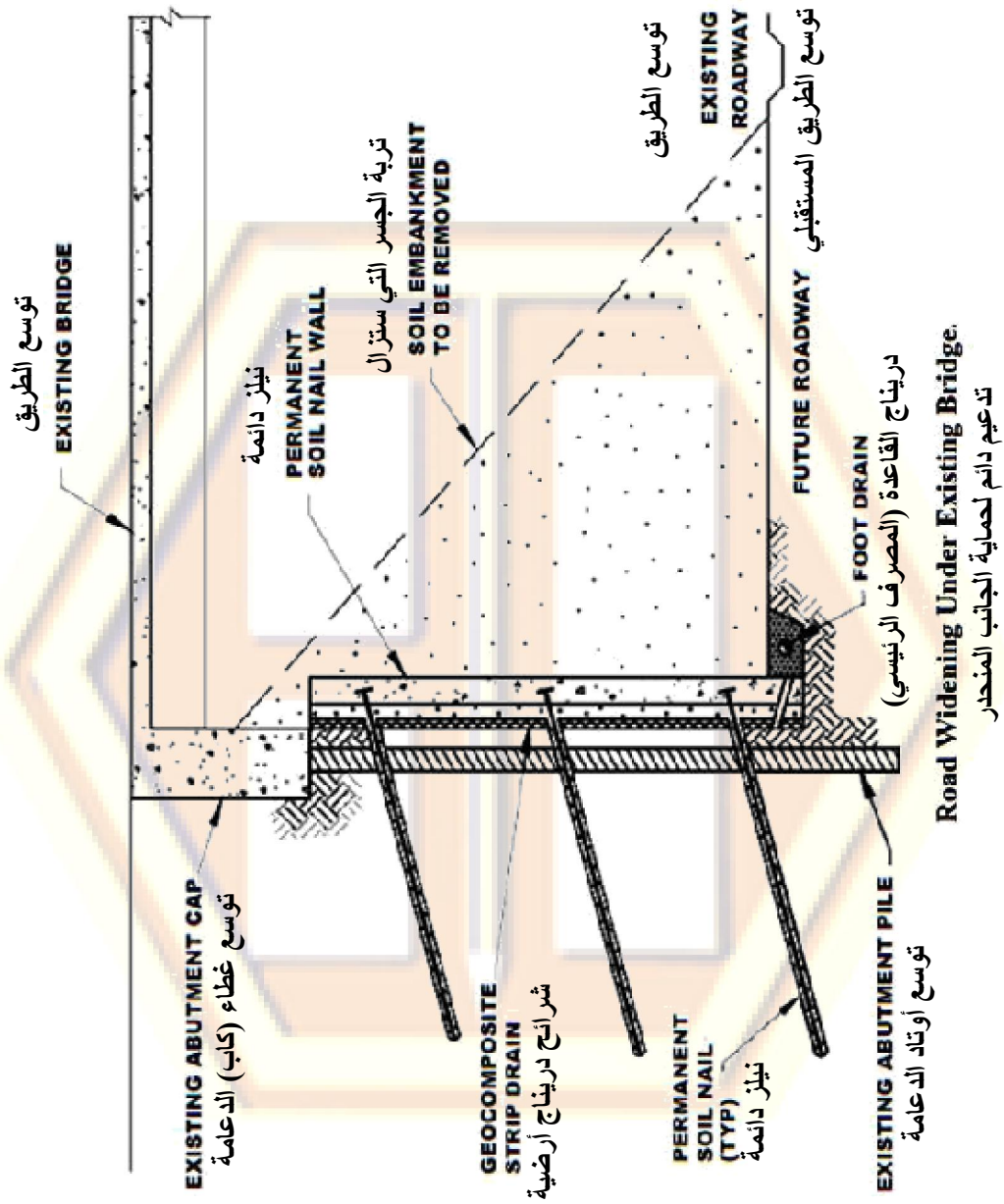
- تدعيم حفريات جوانب الطرق المجاورة للمنحدرات والمارة تحت الجسور أو عند مداخلها.
- تدعيم الجدران الاستنادية القائمة وتقويتها.
- التدعيم المؤقت أو الدائم لحفريات تأسيس المباني المختلفة.
- تبين الأشكال الثلاث التالية نماذج عن أهم الاستخدامات.

5.6 مزايا الجدران المسمارية (أو النيلز):

Advantages of Soil Nail Walls

- تختلف مسامير التربة (النيلز) عن الأنكورات وعن أنظمة سند التربة الأخرى بتفرد لها بالعديد من المزايا، منها:
1. النيلز أقصر من الأنكورات وتحتاج إلى مونة إسمنتية أقل.
 2. النيلز أقل إرباكاً من حيث حركة المرور، وأقل ضرراً من حيث الأثر البيئي مقارنة بأنظمة سند التربة الأخرى.





الشكل (11.6) تدعيم جدار ساند تحت جسر قائم.

3. تحتاج إلى مساحة أقل لقاع الحفرية، بالمقارنة مع حفريات الأنظمة الأخرى.
4. بالمقارنة مع الأنكورات، لا تحتاج النيلز إلى عناصر هيكلية مساعدة مثل العناصر الشاقولية (soldier beams) والعناصر الأفقية (laggings) في بعض نماذج الأنكورات.
5. تركيب النيلز أسرع نسبياً من تركيب الأنكورات ويحتاج إلى مواد أقل. وبالتالي فهي أوفر من حيث التكاليف والزمن.
6. يتم نقل الحمولات عبر النيل عبر طوله الكامل، في حين تم تصميم الأنكور لينقل الحمولة فقط في منطقة الإرساء أو التماسك. ولهذا احتمال الفشل في الأنكور أعلى.
7. يمكن إجراء تعديلات سهلة على عناصر النيلز من حيث الأطوال والميل والاقطار والمواقع، إذا واجه واقع التنفيذ بعض الصعوبات بسبب تركيب التربة. في حين أن تعديل الأنكورات أكثر تعقيداً.
8. تعتبر تكاليف النيلز أقل بكثير من الأنكورات. ويظهر ذلك جلياً عند استخدام النيلز تحت الجسور بشكل خاص أو بدلاً عن الجدران الاستنادية الكتلية.
9. يتطلب تركيب الأنكورات تنفيذ العناصر الشاقولية قبل أو بعد الحفر لعمق تحت منسوب الحفر النهائي، باستخدام معدات كبيرة نسبياً. وهناك احتمال فشل هذه الأنكورات بعد تثبيتها وسبق الإجهاد باستخدام المعدات المختلفة أيضاً.
10. تحتاج النيلز إلى آليات للتنفيذ أصغر من تلك المستخدمة في النظم الأخرى لتثبيت التربة.
11. عدد من المقاولين من ذوي الخبرة والمؤهلات في تنفيذ النيلز يتزايد بشكل أسرع من تنفيذ الأنكورات.
12. تعتبر النيلز أكثر مرونة من أي نظام آخر لتثبيت التربة.
13. تعتبر دورانات الجدران المثبتة بهذه العناصر ضمن الحدود المقبولة تحت تأثير الزلازل.
14. تنفذ شروط البيتون المقدوف لتنفيذ السطح الداخلي المخفي، بشروط أسهل من تلك التي يطلب تنفيذها في الجدران الاستنادية العادية المنفذة بنفس هذا البيتون.
15. احتمال فشل النيلز يعد التنفيذ أقل من الأنكورات، وتأثيره أقل على المنشآت بالنظر إلى عددها في واحدة المساحة.
16. أثبتت الإحصائيات في المشاريع المنفذة بالنيلز، أن مجموع الانحرافات المقاسة في الجدران المثبتة بهذه العناصر ضمن الحدود المقبولة.

6.6 مساوي الجدران المسمارية (أو النيلز):

Disadvantages of Soil Nail Walls

هناك بعض المساوي المتعلقة باستخدام الجدران المسمارية من أهمها:

1. قد تحتاج سبق الإجهاد في بعض الحالات الخاصة، مما يرفع من تكاليف العمل.
2. تحتاج إلى رقابة صارمة بعد التنفيذ ومراقبة المنشآت المجاورة التي يمكن أن تتأثر بحركة التربة خلفها.
3. قد يعيق وجود مرافق عامة كبعض التمديدات المختلفة تنفيذ الصفوف العليا منها. وهذا العائق مشترك مع الأنكورات.
4. لا يمكن تنفيذها في التربة الحاوية على مياه جوفية غزيرة نسبياً.
5. تنفيذ النيلز الدائمة يتطلب في معظم قوانين العالم، ملكية الأرض التي تمتد هذه العناصر ضمنها.
6. النيل الواحد يدعم جزء أصغر من التربة قياساً بالأنكور. لذلك نلاحظ الفرق بين تصميم النظامين من أجل نقل الحمولات.
7. يتطلب تنفيذها خبرات أعلى من خبرات الجدران الاستنادية العادية.
- 5.6 ملاحظات أخرى حول الفروقات بين النيلز والأنكورات:
هناك بعض الفروقات بين النيلز والأنكورات لا تتعلق بالمزايا أو المساوي، منها مثلاً:
 1. تتغير القوة المقاومة في النيل على طوله الكامل، في حين أن قوة المقاومة في الأنكور تكون ثابتة في الجزء غير المتماسك ومتغيرة في الجزء المتماسك.
 2. تزداد قدرة تحمل الشد في الأنكورات بعد تركيبها بسبب سبق الإجهاد. في حين أن هذه الزيادة في قدرة تحمل الشد للنيلز، تزداد من خلال تشوه التربة المحيطة به.
 3. يوفر الجزء الذي ينفذ ضمن أسفل الحفرية من العناصر الشاقولية في نظام الأنكورات معامل أمان إضافي لاستقرار الجملة الساندة، في حين أنه لا يتوفر ذلك في النيلز.
 4. لقد بينت القياسات الحقلية أن الانتقال الجانبي الأعظمي في الأنكورات يكون عموماً في منتصف ارتفاع السطح الحاجز (الجدار)، في حين أن الانتقال الجانبي الأعظمي في الأنكورات يكون في قمة هذا السطح. وعموماً تكون التشوهات في الجدران المسمارية أكبر منها في الأنكورات

5. يبين الشكلان التاليان مقارنات اقتصادية بين تكاليف أنظمة تثبيت التربة المختلفة في الولايات المتحدة الأمريكية، ويمكن الاستئناس بهذه الأشكال لتقييم هذه التكاليف في البلدان الأخرى.

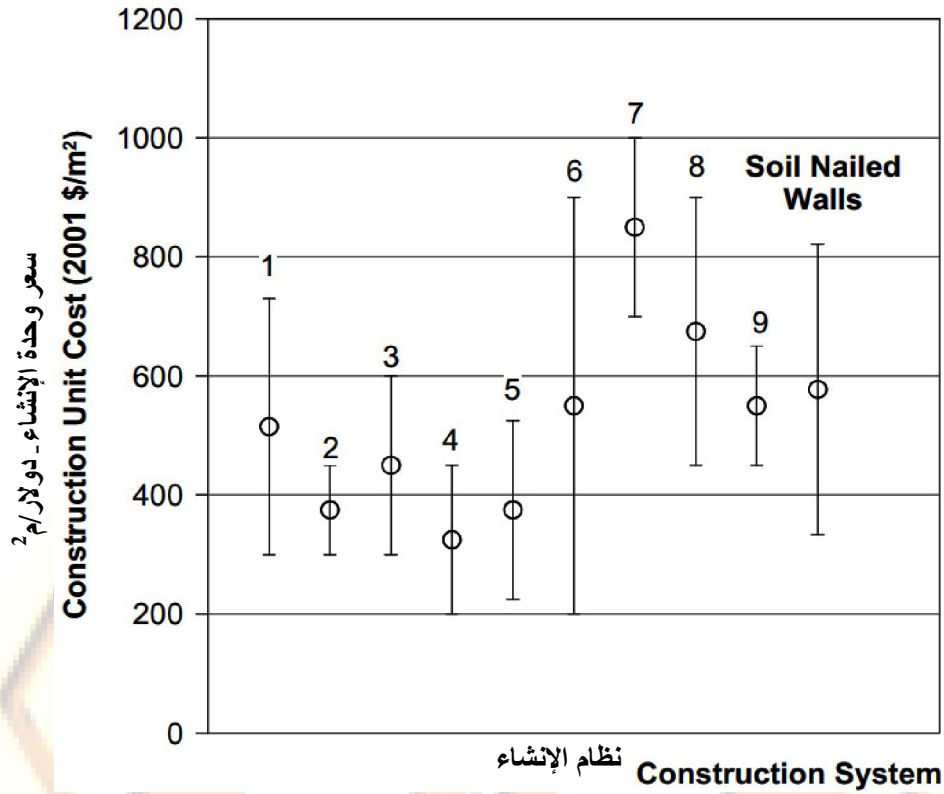
7.6 الاختبارات الحقلية وأخذ العينات:

Field Testing and Sampling

1.7.6 التنقيب أو الحفر: Borings

يتم إجراء الاختبارات الميدانية وعمل جسات للتربة أو أخذ عينات منها لتوفير البيانات التالية من أجل تصميم الجدران المسمارية (النيلز):

1. استكشاف طبقات التربة وتصنيفها (من خلال تجارب الاختراق SPT).
2. تركيب طبقات التربة وتوزعها.
3. معلومات عن المياه الجوفية.

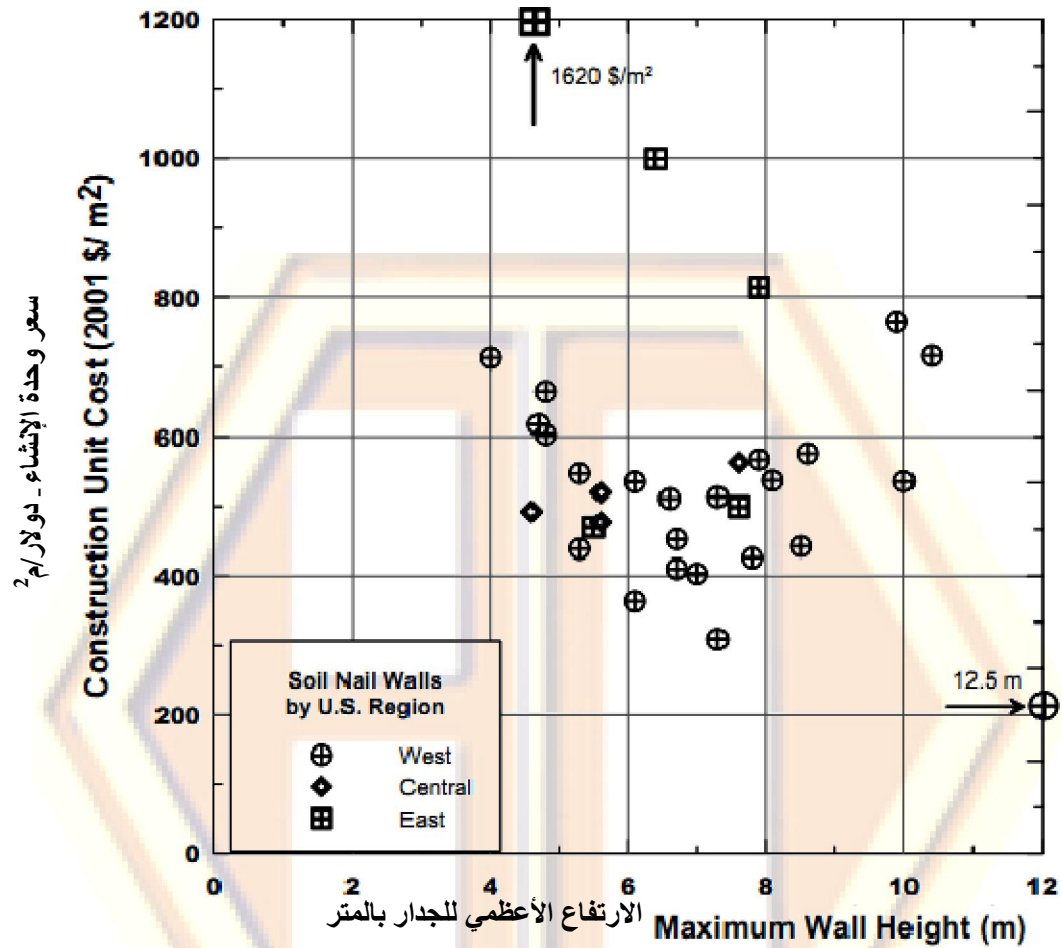


1. Concrete Retaining الجدران الاستنادية البيتونية
2. Metal Bin السلال المعدنية
3. Gabion الأقفاص من الشبك المعدن
4. MSE الجدران الاستنادية من القطع البيتونية مسبقة الصنع
5. Sheetpile الصفائح الوتدية
6. Ground Anchor الأنكورات
7. Slurry Wall جدران الطين
8. Secant and Tangent الجدران الوتدية أو الأوتاد المتداخلة
9. Soil Mixed التربة المخلوطة

Comparison of Construction Cost Data for Various Systems.

مقارنة بين أسعار أو تكاليف النظم المختلفة

الشكل (12.6)



Construction Cost Data for Soil Nail Walls.

مقارنة بين أسعار أو تكاليف مواقع تنفيذ النيلز

الشكل (13.6)

4. رسم أماكن السبور التي يفترض إجراؤها قبل التصميم.
5. بيانات أخرى مثل دراسة الجدوى الأولية والبيانات الجيوتكنيكية المتوفرة وتقلب الظروف تحت السطحية.

6. تعتبر السبور (أو الجسات) أمام وخلف الجدار المقترح، ضرورية لاستكمال بيانات التصميم.

a. السبور خلف الجدار:

يجب أن تصل السبور إلى ما وراء الجدار إلى مسافة لا تزيد عن مرة إلى مرة ونصف من ارتفاعه. وبعبارة أخرى فكلما زاد ميل الأرض خلف الجدار (أي الانحدار) تكون كتلة الانزلاق المحتملة أكبر، وبالتالي فالسبور خلف الجدار يجب أن تكون متباعدة بمسافات أقل، على ألا تزيد في أية حال عن المسافة المذكورة، أي عن (2-1.5) مرة من ارتفاعه. وينبغي أن تكون السبور خلف الجدار متباعدة بمسافات لا تزيد عن (45 m أي 150 قدم) على طول محاذاة الجدار.

b. السبور أمام الجدار:

يجب أن تجرى السبور أمام الجدار على مسافة لا تزيد عن (1 – 0.75) مرة من ارتفاعه. كما يجب أن يكون التباعد بينها على طول محاذاة قدم الجدار بما لا يزيد عن (60 m أي 200 قدم).

7. يجب ألا يقل عمق السبور عن المسافات المحددة في الشكل (13.6).

8. يجب يكون عمق السبور على منسوب واحد ويحدد بالاستناد إلى ما

يلي:

a. استقرار الآليات فوق منصات الحفر على المناسيب المختلفة.

b. استقرار الجدار وأدائه المستقبلي.

9. يجب أن يكون عمق السبور في التربة القابلة للانضغاط كالترية الغضارية الناعمة، أكبر منه في الأنواع الأخرى. وكذلك بالنسبة للتربة المشبعة بالماء أو التي يتوقع تعرضها للزلازل، بحيث لا يقل هذا العمق عن (3 m) تحت منسوب أسفل الجدار.

10. يوضح الجدول (1.6) معايير الاختبارات الحقلية للنيلز بحسب

(ASTM) والمتوافق مع نورم الإدارة الاتحادية للطرق السريعة (FHWA).

ملاحظات حول الجدول (1.6):

تشير التنويهات (1 to 5) المشار إليها بنجمة في الجدول المذكور إلى ما

يلي:

1* - نورم (FHWA = Federal Highway Administration)

أو إدارة الطرق السريعة الاتحادية، موافق لـ (ASTM 2002).

2* - يمكن استخدام تجربة الاختراق المعيارية (SPT) في التربة الغضارية أو الحصوية.

- *3 - (k_0 or F_0) هو معامل الضغط في وضع الراحة.
- *4 - (OCR) هي (The over consolidation ratio).
- *5 - (STM D6066- 96e1) لتوصيف استخدام (SPT) من أجل تقييم مقاومة التربة في حالة السيولة.
11. يوضح الجدول (2.6) معايير الاختبارات المخبرية للتربة التي سينفذ فيها نظام للنيلز بحسب (ASTM) المتوافق مع نورم الإدارة الاتحادية للطرق السريعة (FHWA).
12. يوضح الجدولان (3.6 و 4.6) توصيف كثافة التربة غير المتماسكة والتربة الناعمة على التوالي، من خلال عدد الضربات (N) في تجربة (SPT).

الجدول (1.6) الإجراءات الجيوتكنيكية الحقلية العامة والاختبارات Common Geotechnical Field Procedures and Tests					
المعطيات من النشاط الحقلي Obtaine d from field activity	غير المناسب لأجل Not Suitabl e for	الأكثر مناسبة لأجل Most Suitabl e for	^{*1} معايير FHWA FHWA- Standar d	الفعالية Activity	
عينات نموذجية	-	الكل	ASTM D4220- 95	أخذ عينات من التربة	الإجراءات الحقلية Field Procedur e
عينات غير مضطربة	الرمل والحصي	الطمي والغضار	ASTM D1587- 00	تحضير العينات المأخوذة	
عينات مختلفة	-	الكل	ASTM D5434- 97	استكشاف الطبقات الجوفية	
الطبقات و N-SPT وقيم الكثافة النسبية والمياه الجوفية	^{*2}	رمل وغضار	ASTM D1586- 99 ASTM D6066- 96e1 ^{*5}	Standard Penetration Test- SPT ^{*4}	الاختبار الحقلي Field Test
استمرارية الطبقات ونوع التربة والقوة والكثافة النسبية و k_0 ^{*3} والضغط المسامي	حصى وجلاميد صخرية	رمل وغضار وطمي	ASTM D5778- 95	Cone Penetration Test- CPT	

الجدول (1.6) الإجراءات الجيوتكنيكية الحقلية العامة والاختبارات Common Geotechnical Field Procedures and Tests					
متانة القص غير المصرفة	حصي ورمل	غضار بين الطري والمتوسط	ASTM D2573-94	Field Vane Shear Test (VST)	
نوع التربة ومتانتها و k_0^{*3} و OCR ^{*4} وقابلية الانضغاط	غضار ناعم بدون سيلت أو رمل	صخر منخفض الكثافة ورمل غير كثيف وسيلت قاسي	ASTM D4719-00	Pressuremeter Test (PMT)	
	حصي	رمل وغضار	ASTM D6635-01	Flat Plate Dilatometer Test (DMT)	

الجدول (2.6) الإجراءات العامة والتجارب المخبرية على التربة
Common Procedures and Laboratory Tests for Soils.

PROCEDURE	TEST NAME	STANDARD		APPLICABILITY
		ASTM ⁽¹⁾	AASHTO ⁽²⁾	
Classification	Visual and Manual Description and Identification of Soils	D2488-00	-	All soils
	Classification of Soils according to USCS ⁽³⁾	D2487-00	M145	All soils
Index Parameters	Particle-Size Analysis (with sieves)	D422-63 (1998)	T88	Granular soils
	Soil Fraction finer than No. 200 (75- μ m) Sieve	D1140-00	T11	Fine-grained and granular materials boundary
	Moisture Content	D2216-98	T265	All soils
	Atterberg Limits	D4318-00	T89, T90	Fine-grained soil
	Organic Contents	D2974-00	T194	Fine-grained soil fraction
	Specific Gravity of Soil Solids	D854-00	T100	All soils
Strength	Unconfined Compressive Strength (UC)	D2166-00	T208	Fine-grained soil
	Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression (UU)	D2850-95 (1999)	T296	Fine-grained soil
	Consolidated Undrained Triaxial Compression (CU)	D4767-95	T234	Fine-grained soil
	Direct Shear (Consolidated)	D3080-98	T236	Sands and Fine-grained soils
Hydraulic Conductivity	Permeability (Constant Head)	D2434-68 (2000)	T215	Granular soils
Compressibility	One-Dimensional Consolidation	D2435-96	T216	Fine-grained soil
	One-Dimensional Consolidation (Controlled-Strain Loading)	D4186-89 e1 (1998)	-	Fine-grained soil
Other	Frost Heave and Thaw Weakening Susceptibility	D5918-96 (2001)	-	Silts
	Collapse Potential	D5333-92 (1996)	-	Loess, silt
	Swelling Potential	D4546-96	T258	Fine-grained soil

Notes: (1) Individual ASTM standards can be found in ASTM (2002).
(2) Individual AASHTO standards can be found in AASTHO (1992).
(3) USCS: Unified Soil Classification System.

الجدول (3.6) توصيف التربة الكثيفة غير المتماسكة بدلالة عدد الضربات N في SPT Cohesionless Soil Density Description Based on SPT N-Value	
Blows / ft قدم / N ضربة	الكثافة النسبية Relative Density
0 – 4	عالية الليونة Very Loose
5 – 10	ليونة أو طرية Loose
11 – 30	متوسطة الليونة Medium Loose
31 – 50	كثيفة Dense
> 50	عالية الكثافة Very Dense

الجدول (4.6) توصيف التربة الناعمة بدلالة عدد الضربات N في SPT Fine- Grained Soil Consistency Description Based on SPT N-Values	
Blows / ft قدم / N ضربة	الكثافة النسبية Relative Density
0 – 1	عالية النعومة Very Soft
2 – 4	ناعمة Soft
5 – 8	متوسطة النعومة Medium Soft
9 – 15	عالية الصلابة Very Stiff
16 – 30	قاسية Hard
> 60	عالية القساوة Very Hard

8.6 اختيار وسائط أو بارامترات التربة من أجل التصميم:

Selection of Soil Parameters for Design

توجز الفقرات التالية الطرق المستخدمة في الحصول على البيانات الضرورية المتعلقة بالتربة، من أجل اختيار معايير استخدام نظام الجدران المدعمة بالنيلز.

1.8.6 تصنيف التربة وخصائص المؤشرات:

Soil Classification and Index Properties

يجب تحديد خصائص التربة الأساسية التالية من خلال الاختبارات الميدانية والتجارب المخبرية المذكورة في الفقرة السابقة، وذلك بالنسبة لمعظم المشاريع الجدران المسمارية للتربة.

1. تصنيف كافة أنواع التربة.
2. التحليل الحبي للتربة غير المتماسكة.
3. ثابت أو معامل النعومة (للتربة الطينية والحبيبية).
4. الرطوبة الطبيعية.
5. حدود أتربيرغ (للتربة الطينة المختلفة).
6. المحتوى العضوي للتربة الناعمة أو الطينية.

ملاحظة حول تصنيف التربة:

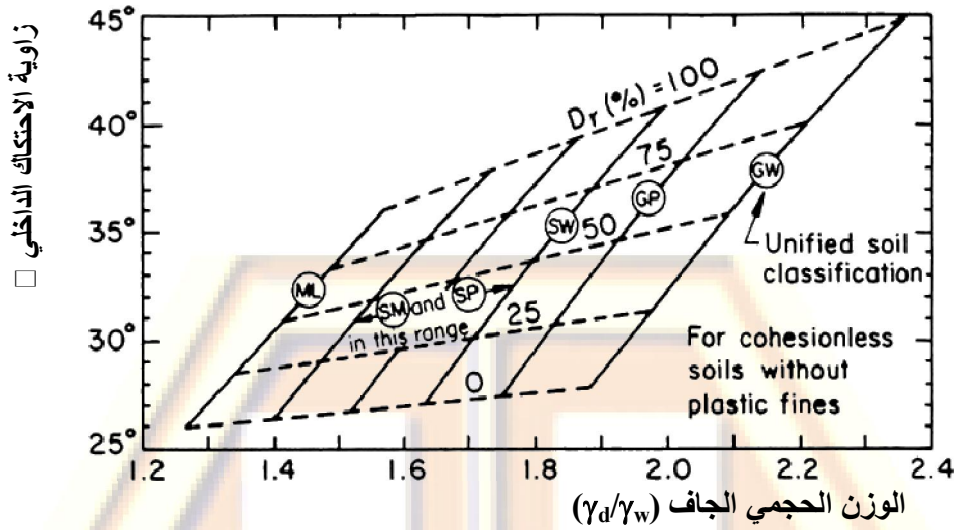
يعتبر تصنيف التربة على درجة عالية من الأهمية لتقييم سلوك النيلز قبل التصميم. وينصح بالقيام بالتصنيف المذكور وفق نظام تصنيف التربة الموحد (USCS) أي (Unified Soil Classification System).

2.8.6 الوزن الحجمي للتربة: Soil Unit Weight

يتأثر استقرار الجدار المثبت بالنيلز بالوزن الحجمي للتربة الواقعة خلفه، ويمكن تقدير الوزن المذكور من خلال الكثافة النسبية للتربة (relative density) (D_r) والتي تتعلق بنسبة الوزن الجاف إلى وزن الماء (γ_d/γ_w) كما في الشكل (14.6). ويجب أخذ الوزن الحجمي المشبع (w_{sat}) بالاعتبار في التربة المشبعة، حيث:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d (1 + w_n)$$

(w_n) محتوى الرطوبة في التربة المشبعة.



العلاقة بين زاوية الاحتكاك الفعالة والوزن الحجمي لتصنيف الكثافة النسبية للتربة
Correlation of effective friction angle as a function of soil classification relative density, and unit weight.

الشكل (14.6)

يمكن أيضاً تقدير الوزن الحجمي من خلال تجربة (SPT).
3.8.6 متانة أو مقاومة القص: Shear Strength
1.3.8.6 التربة عديمة التماسك (Cohesionless):
يتم التعبير عن متانة القص في التربة غير المتماسكة المصروفة (drained) بدلالة زاوية الاحتكاك الداخلي الفعالة (ϕ'). والتي تستنتج من اختبارات (CPT, SPT) كما في الجدول (5.6) والشكل (15.6).

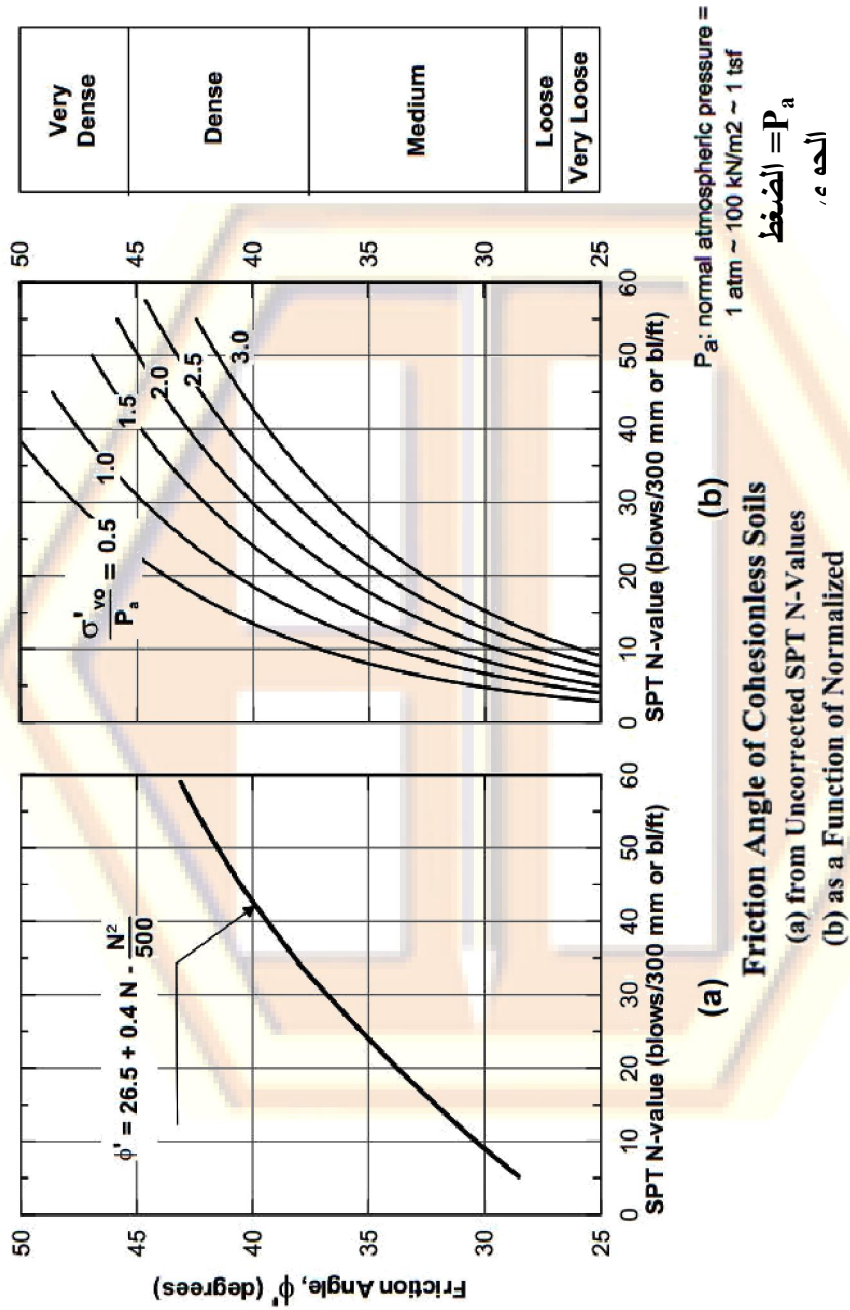
العلاقة بين (SPT) ونتائج (CPT) وزاوية الاحتكاك في التربة غير المتماسكة

Correlations Between SPT and CPT Results and Friction Angle of Cohesionless Soils.

	In-Situ Test Results	Relative Density	ϕ' (degrees)	
			(a) ⁽³⁾	(b) ⁽⁴⁾
SPT N-Value ⁽¹⁾ (blows/300 mm or blows/ft)	0 to 4	Very Loose	< 28	< 30
	4 to 10	Loose	28 to 30	30 to 35
	10 to 30	Medium	30 to 36	35 to 40
	30 to 50	Dense	36 to 41	40 to 45
	> 50	Very Dense	> 41	> 45
Normalized CPT cone bearing resistance (q_c/P_a) ^{(2), (4)}	< 20	Very Loose	< 30	
	20 to 40	Loose	30 to 35	
	40 to 120	Medium	35 to 40	
	120 to 200	Dense	40 to 45	
	> 200	Very Dense	> 45	

- Notes: (1) SPT N-values are field, uncorrected values.
(2) P_a is the normal atmospheric pressure = 1 atm ~ 100 kN/m² ~ 1 tsf.
(3) Range in column (a) from Peck, Hanson, and Thornburn (1974).
(4) Ranges in column (b) and for CPT are from Meyerhof (1956).

الجدول (5.6)



الشكل (15.6)

2.3.8.6 التربة الناعمة المتماسكة (Cohesionless):
 يتم التعبير عن متانة القص (S_u) في التربة الناعمة غير المصروفة (undrained) كما في الجدول (6.6).
 العلاقة بين (SPT) ونتائج (CPT) وزاوية الاحتكاك ومتانة التربة الناعمة غير المصروفة

Correlations Between SPT and CPT Results and Undrained Strength of Fine-Grained Soils.

Equation	Soil Condition	Associated Test
$S_u = 0.29 P_a N^{0.72}$	Normally consolidated to lightly overconsolidated	SPT
$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k}$	Various	CPT

Symbols: P_a = atmospheric pressure, N = uncorrected SPT blow count, q_c = cone tip resistance, σ_{vo} = total overburden stress (same units as q_c), N_k = cone factor; typical value is 15.

الجدول (6.6)

4.8.6 زحف التربة المتوقع: Soil Creep Potential

تسبب الحمولات طويلة الأجل في التربة الحبيبية المحيطة بالجدران المسمارية تشوهاً في هذه التربة من خلال الظاهرة الزحف. وذلك تحت الضغط الفعال المستمر مما يولد انتقالات جانبية في الجدران المذكورة. وليست هناك معايير محددة يمكن استخدامها لتحديد ما إذا كانت التربة ستعرض لهذه الظاهرة. إلا أن الخبرات العملية أظهرت إمكانية زحف التربة قد تحصل في الحالات التالية:

1. في التربة الناعمة التي يكون فيها حد السيولة ($LL \geq 50$).
2. في التربة الناعمة التي يكون فيها دليل اللدونة ($PI \geq 20$).
3. في التربة الناعمة غير المصروفة التي تكون فيها متانة القص أقل أو تساوي ($50 \text{ kPa} = 1000 \text{ psf}$).
4. في التربة العضوية.

5.8.6 تصنيف الصخور:

Rock Classification

يمكن استخدام الجدول (7.6) كدليل لتصنيف التربة الصخرية:

الإجراءات العادية للصخور والتجارب المخبرية

Common Rock Procedures and Laboratory Tests.

TEST	STANDARD		APPLICABILITY
	ASTM ⁽¹⁾	AASHTO ⁽²⁾	
Rock Mass Classification	D5878-00	—	Rocks Mass
Rock Unconfined Compressive Strength	D2938-95	—	Intact Rock
Direct Shear of Rock	D5607-95	—	Interface of Intact Rock
Rock Triaxial Compression (no pore pressure measurements)	D2664-95a	T226	Intact Rock

Notes: (1) Individual ASTM standards can be found in ASTM (2002).

(2) Individual AASHTO standards can be found in AASHTO (1992).

الجدول (7.6)

5.8.6 تآكل التربة المحتمل:

Soil Corrosion Potential

تعتبر البيانات التالية:

1. الحموضة أو القلوية (pH - potential of hydrogen)
 2. محتوى الكلورايد (chloride content).
 3. محتوى الكبريتات (sulfate content).
 4. وجود فواقد في التيارات (presence of stray currents).
- وهي معطاة في الجدول (8.6) دليلاً لهذا المعيار.

معايير تقييم التآكل الأرضي المحتملة

Criteria for Assessing Ground Corrosion Potential.

Test	Units	Strong Corrosion Potential/Aggressive	Mild to no Corrosion Potential/Non-Aggressive	ASTM Standard	AASHTO Test Method
PH	—	$< 4.5, > 10$	$5.5 < \text{pH} < 10$	G51	T 289-91
Resistivity	ohm-cm	$< 2,000$	Greater than 5,000	G57	T 288-91
Sulfates	ppm ⁽¹⁾	> 200	Less than 200	D516	T 290-91
Chlorides	ppm	> 100	Less than 100	D512	T 291-91
Stray current	—	Present	—	—	—

Note: (1) ppm = parts per million.

الجدول (8.6)

6.8.6 متانة التماسك: Bond Strength

يمكن حصر هذه المعايير المبينة على الخبرات العملية بما يلي:

1. نوع التربة والظروف المحيطة ground conditions around the nail "soil type and conditions"
2. تركيب النيلز بما في ذلك ما يلي: soil nail installation

including

- طريقة الحفر: drilling method
- إجراءات الحقن: grouting procedure
- نوع أو طبيعة الغراوت grout nature
- حقن الغراوت (مثلاً بالراحة أو تحت الضغط مثلاً) grout injection (gravity or under pressure)

3. حجم المنطقة المحقونة the size of the grouted zone

يبين الجدول (9.6) بيانات تقدير متانة تماسك تربة النيلز في التربة والصخور.

9.6 المواد وطرق التنفيذ:

Materials and Construction Methods

توجز الفقرات التالية المواد اللازمة لتنفيذ النيلز وطرق إنشاء هذه العناصر.

1.9.6 تثقيب التربة والحقن: Drilled and grouted soil nails

تتراوح أقطار ثقبو النيلز عادةً بين (4 – 8 in = 10 – 20 cm)، وتكون هذه الثقبو متباعدة أفقياً وشاقولياً في معظم المشروعات بحدود (1.0 – 1.5 m).

توضع قضبان النيلز الفولاذية ضمن الثقب ثم يحقن الأخير بالمونة، ويجب أن تكون إجراءات حماية هذه القضبان من التآكل بفعل الصدأ صارمة، وخاصة حينما يستخدم كتثبيت دائم... (يمكن أيضاً تنفيذ الحقن قبل إدخال قضبان في الثقبو).

2.9.6 إدخال القضبان في الثقبو: Driven soil nails

تعتبر أقطار قضبان النيلز صغيرة نسبياً، فهي تتراوح بين (0.75 – 1 in) أي بين (19 – 25 mm). وهي تدفع ميكانيكياً في التربة.

تعتبر طريقة دفع القضبان في ثقبو التربة ثم حقن الثقب، أسرع من الحفر ثم الحقن ثم إدخال القضبان. ولكن قد لا تضمن الطريقة الأولى الحماية الكافية لها من التآكل. لذلك يفضل استخدام طريقة الحفر ثم الإدخال ثم الحقن في النيلز المؤقتة فقط.

3.9.6 النيلز ذاتية التثقيب: Self-drilling Soil Nails

تتكون هذه الأنواع من النيلز على قضيب مجوف يتم فيها حفر التربة وتنفيذ عملية الحقن في آن واحد. ويتم الحقن عبر مرور المونة الإسمنتية في تجاويف القضيب ليخرج من الثقبو المخصصة لذلك ويملاً الفراغ المحيط يسمح هذا النوع من النيلز بتثبيت أسرع للنيل من طرق الحفر الأخرى كما يؤمن الحماية للقضبان ضد التآكل بشكل أكثر ضماناً. تعتبر النيلز ذاتية التثقيب الأكثر استخداماً في التثبيت المؤقت.

4.9.6 النيلز المحقونة بالضغط: Jet-grouted Soil Nails

يتم في هذه التقنية تنفيذ حقن المونة ضمن الثقب بعد الحفر وإدخال القضيب لتثبيته في موقعه المخصص. وتوفر المونة المحقونة حماية القضيب من التآكل.

تقدير متانة تماسك تربة النيلز فى التربة والصخور

Estimated Bond Strength of Soil Nails in Soil and Rock.

Material	Construction Method	Soil/Rock Type	Ultimate Bond Strength, q_u (kPa)
Rock	Rotary Drilled	Marl/limestone	300 - 400
		Phyllite	100 - 300
		Chalk	500 - 600
		Soft dolomite	400 - 600
		Fissured dolomite	600 - 1000
		Weathered sandstone	200 - 300
		Weathered shale	100 - 150
		Weathered schist	100 - 175
		Basalt	500 - 600
		Slate/Hard shale	300 - 400
Cohesionless Soils	Rotary Drilled	Sand/gravel	100 - 180
		Silty sand	100 - 150
		Silt	60 - 75
		Piedmont residual	40 - 120
		Fine colluvium	75 - 150
	Driven Casing	Sand/gravel low overburden	190 - 240
		high overburden	280 - 430
		Dense Moraine	380 - 480
		Colluvium	100 - 180
	Augered	Silty sand fill	20 - 40
		Silty fine sand	55 - 90
		Silty clayey sand	60 - 140
	Jet Grouted	Sand	380
		Sand/gravel	700
Fine-Grained Soils	Rotary Drilled	Silty clay	35 - 50
	Driven Casing	Clayey silt	90 - 140
	Augered	Loess	25 - 75
		Soft clay	20 - 30
		Stiff clay	40 - 60
		Stiff clayey silt	40 - 100
		Calcareous sandy clay	90 - 140

Notes: Convert values in kPa to psf by multiplying by 20.9
Convert values in kPa to psi by multiplying by 0.145

الجدول (9.6)

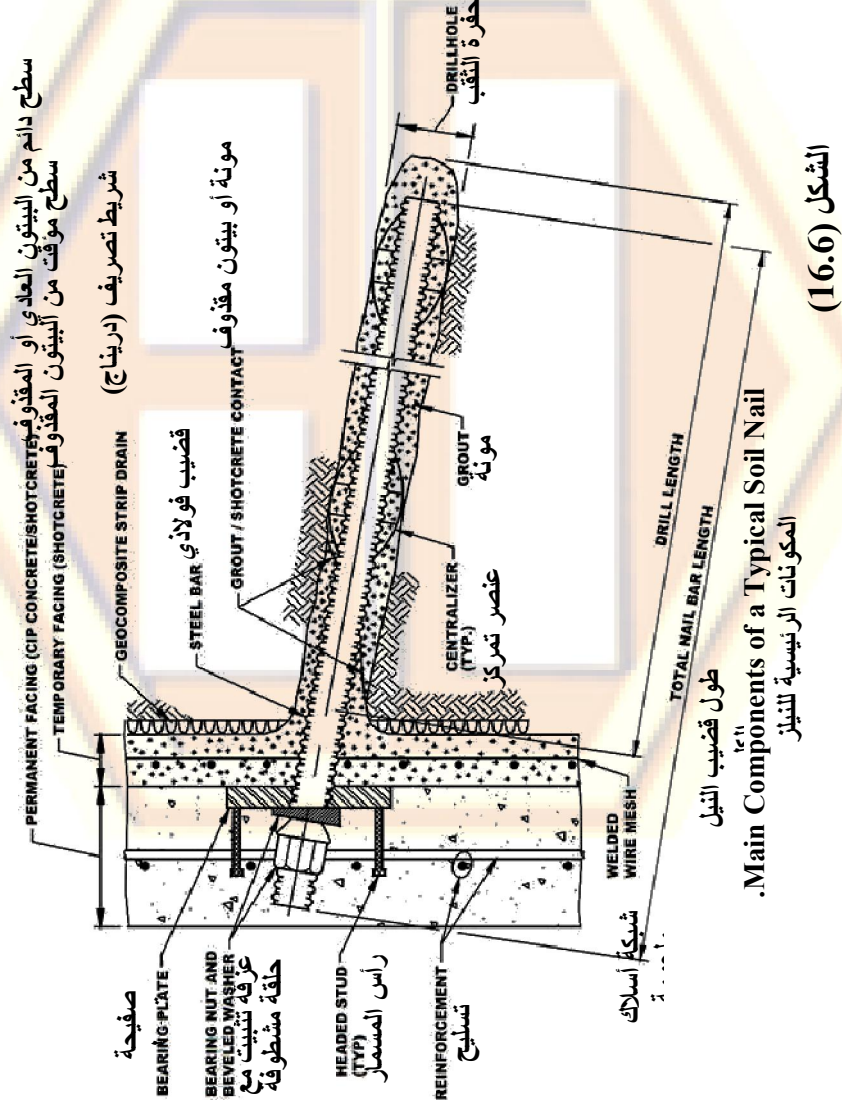
5.9.6 النيلز المنفذة بالضغط: Launched soil nails

يتم في هذا النوع إدخال قضبان النيلز في التربة تحت الضغط بسرعة عالية جداً، باستخدام آلية خاصة تحتوي على هواء مضغوط. ويستخدم هذا النوع للأعمال المؤقتة فقط. لأنه قد تصعب السيطرة على طول اختراق التربة المطلوب.

تتراوح أقطار هذه القضبان بين (0.75 – 2.5 in) بطول لا يقل عن (8 m).

10.6 مكونات النيلز: Components of a Soil Nail Wall

يبين الشكل (16.6) المكونات الأساسية لنيل نمونجي.



الشكل (16.6)

تحليل الجدران المسمارية Analysis of Soil Nail Walls

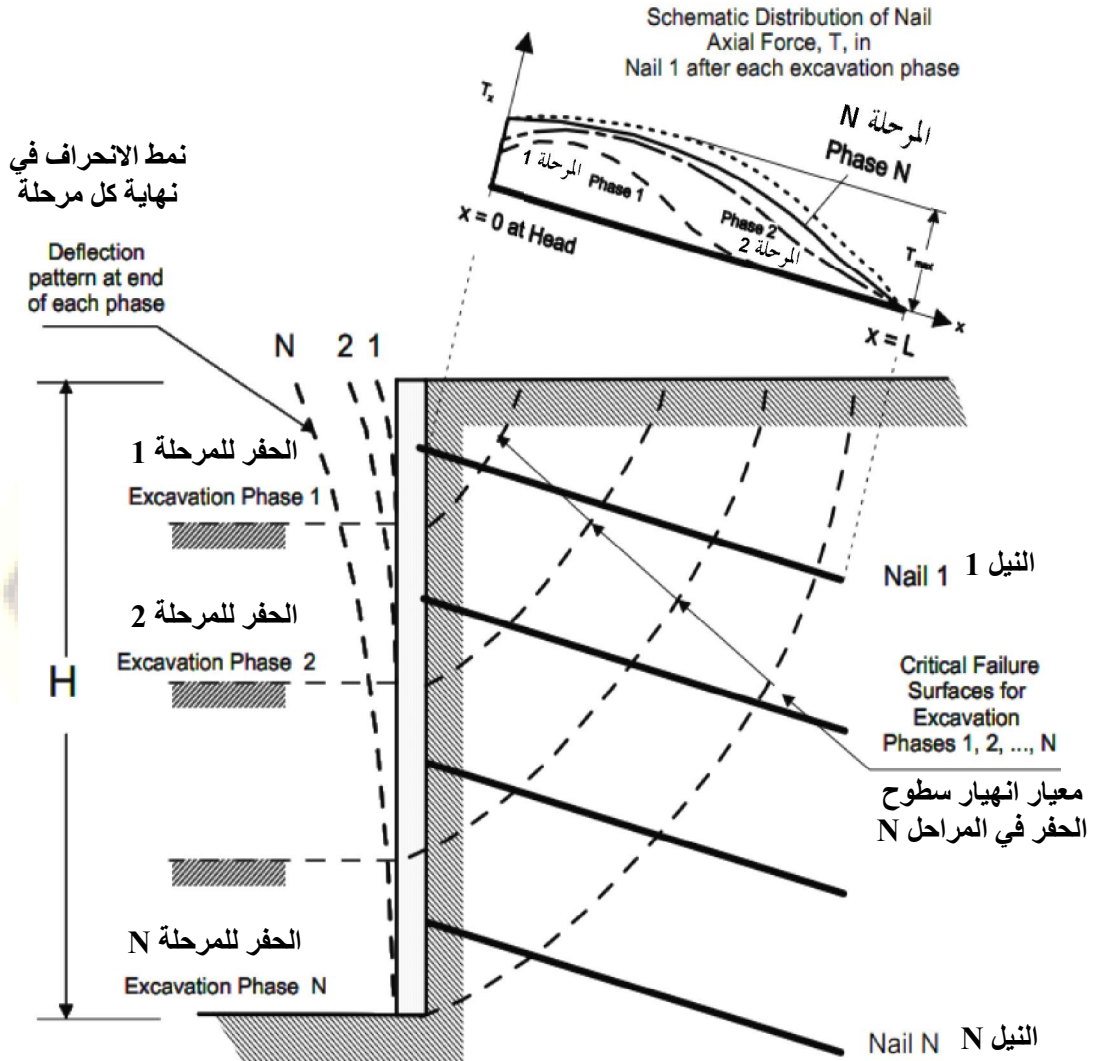
1.7 مفهوم نقل الحمولات في الجدران المسمارية:

Load Transfer Concept in Soil Nail Walls

لتحليل الجدران المسمارية، لابد من فهم آليات استجابة التربة للحمولات المنقولة إليها من هذه الجدران، خلال وبعد مراحل التنفيذ المختلفة. يبدأ التنفيذ كما يلي (راجع الفقرة 3.6 من الفصل السادس): يبدأ حفر التربة من سطح الأرض الطبيعية، حتى منسوب نهاية المرحلة الأولى المبينة في الشكل (1.7).

تكون قدرة التربة على الاستقرار خلف الصف الأول 1 من النيلز عادةً ضعيفة، أو بعبارة أخرى تكون بحالة توازن قلق. وبالتالي فقد لا تسمح هذه التربة في الحالة الطبيعية للجدار الساند بالاستقرار.

التوزيع التخطيطي للقوى المحورية في T
النيل 1 بعد حفر المرحلة 1 الأولى



Potential Failure Surfaces and Soil Nail Tensile Forces.

الانهيار المحتمل للسطوح وقوى الشد في النيلز

الشكل (1.7)

يتم في هذه المرحلة تنفيذ جزء السطح أو الجدار المؤقت ثم يتم تثبيت عناصر صف النيلز 1.

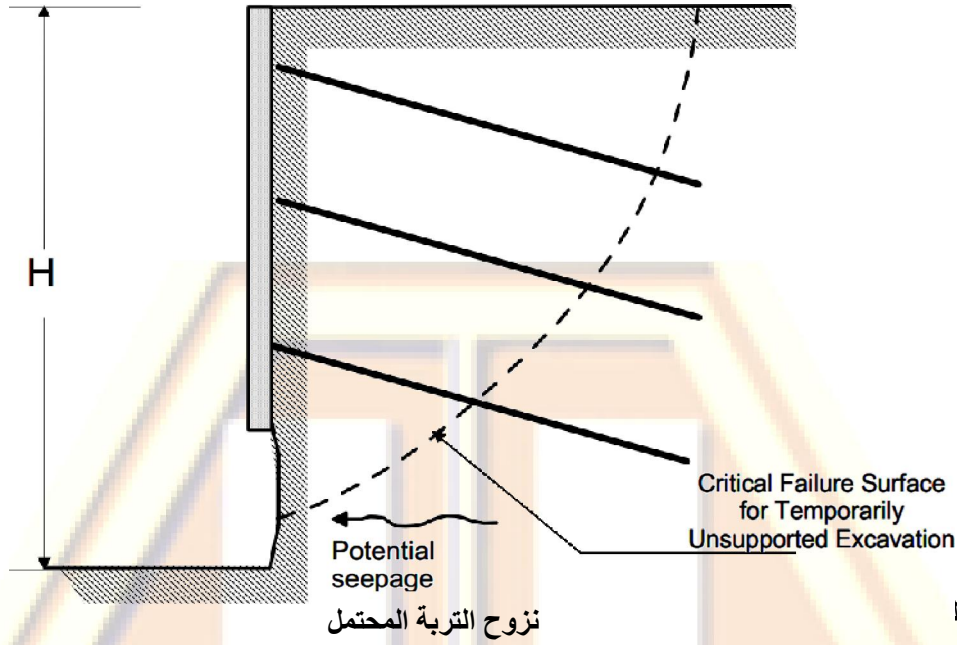
يتم في المرحلة الثانية تنفيذ جزء السطح أو الجدار المؤقت 2، ثم صف النيلز 2 لتثبيتها في وقت لاحق.

تسبب تحركات التربة على عمق المرحلة 1 حمولات إضافية تنقل إلى صف النيلز 1، ومنها تتوزع على أسفل سطح الجدار. وتكرر العملية السابقة على صف النيلز 3.

لتوفير الاستقرار العام، يجب أن يتجاوز اختراق النيلز حدود سطح الانهيار المتوقع.

مع تقدم عمق الحفر يزداد التشوه الجانبي للجدار بسبب الحفريات التالية كما تزداد إجهادات الضغط والقص على طول سطح التماس بين التربة والجدار، وتزداد كذلك القوى المحورية على النيلز المثبتة سابقاً. تتحول قوى الشد في النيلز في مناطق الإرساء أو التماسك، إلى قوى ضاغطة على التربة من خلال الجدار أو السطح، مع ملاحظة أن قوى الشد في صفوف النيلز العليا تنخفض مع زيادة عمق الحفر، بسبب إعادة توزع الإجهادات في الجملة.

في نهاية المطاف يسعى هذا الضغط إلى تحقيق الاستقرار الشامل للجملة ضد الانزلاق المحتمل، حيث ينخفض عمق مركز سطح الانهيار في كتلة التربة. يجب أن يأخذ تحليل الجدران المسمارية بالاعتبار كافة الظروف المحيطة بما في ذلك التأثير على المنشآت المجاورة إن وجدت، وذلك أثناء فترة التنفيذ وعند إنجاز كل صف من النيلز وبعد إنهاء العمل كاملاً. وتعتبر الفترة الأخيرة أي فترة الاستثمار الأكثر حرجاً، حيث تكون كافة أنواع الحمولات قد طبقت (كالحمولات الميتة والحية والمرورية والزلزالية وغيرها). ويبين الشكل (2.7) الاستقرار الحدي المحتمل أثناء التنفيذ، قبل أن تبدأ النيلز وسطح البيتون المقذوف المؤقت بعملها تحت الحمولات قصيرة الأجل. مع الانتباه إلى أي ظرف طارئ كتسرب المياه مثلاً الذي قد يؤدي إلى فقدان الاستقرار. لذلك يجب أخذ ذلك بالاعتبار أثناء الدراسة والتنفيذ.



Potential Critical Stability During Construction.

الاستقرار الحدي المحتمل أثناء التنفيذ

الشكل (2.7)

2.7 الحالات الحدية: Limit States

يجب أن يأخذ تحليل وتصميم الجدران المسمارية بالاعتبار كلاً من حالة الحد الأقصى وحالة الاستثمار. يحقق التحليل وفق حالة الحد الأقصى استقرار الجملة والأمان ضد أي نمط من أنماط الانهيار المبينة في الأشكال الثلاث التالية، وذلك تحت تأثير تراكيب الحمولات العظمى التي يمكن أن تتعرض لها عناصر الجملة المذكورة. ومن ناحية أخرى يجب تصميم ضمان عدم تآكل عناصر النيلز في فترة الاستثمار.

1.2.7 مبادئ أنماط الانهيار في نظام الجدران المسمارية:

Principal Modes of Failure of Soil Nail Wall Systems

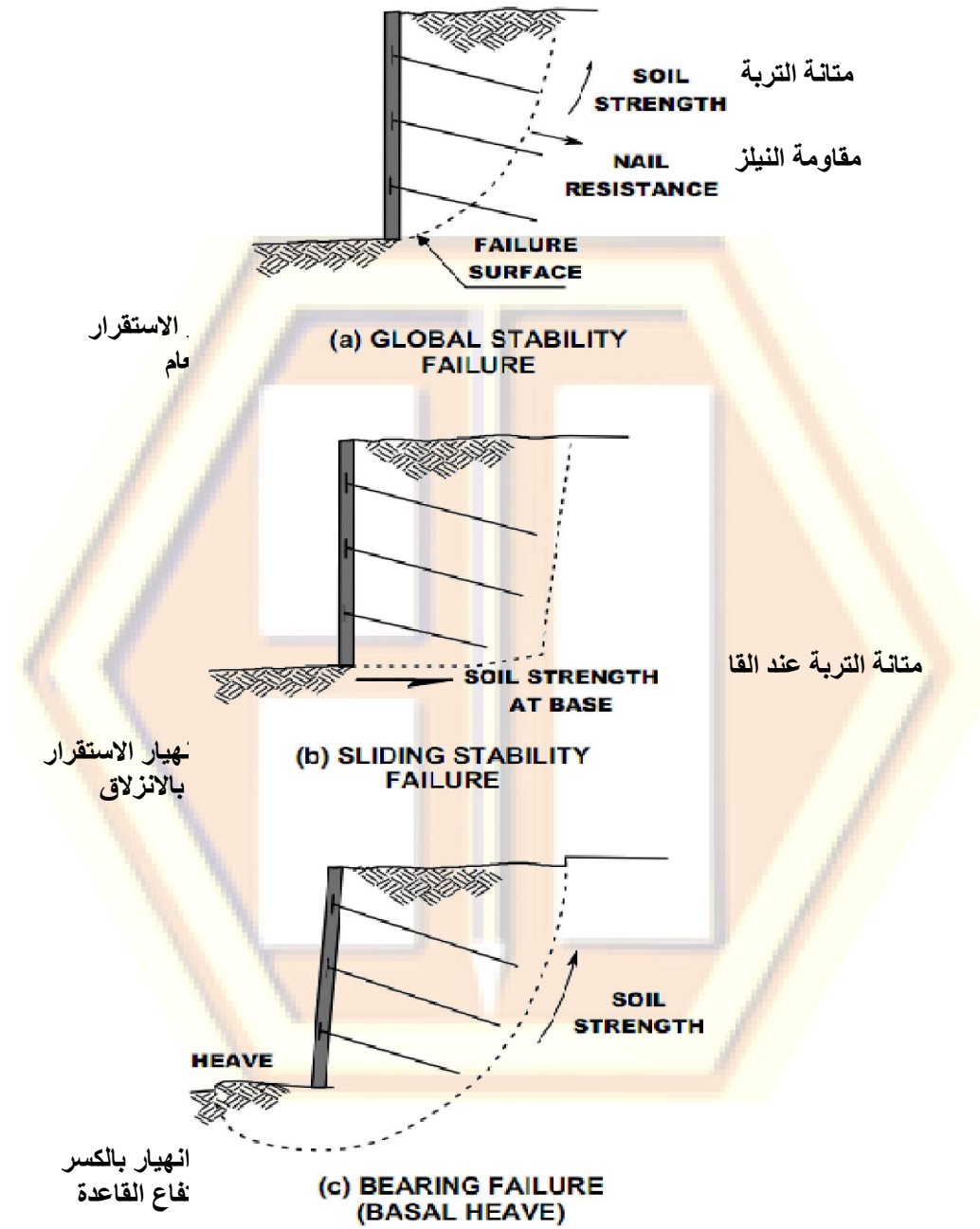
توجز حالات أنماط الانهيار المتوقعة بما يلي:

1. أنماط الانهيار الخارجي (external failure mode):
 2. أنماط الانهيار الداخلي (internal failure mode).
 3. أنماط انهيار السطح أو الجدار (facing failure mode).
- وهذه الأنماط مبينة في الأشكال (3.7 و 4.7 و 5.7) على التوالي.

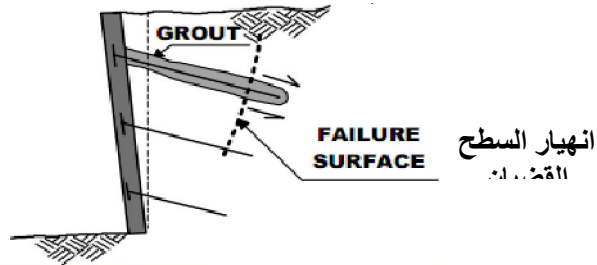
2.2.7 التحليل المبسط للاستقرار العام:

Simplified Global Stability Analysis

يبين الشكل (3.7) عناصر تحليل الاستقرار العام لجدار مسماري بسيط، يظهر فيه انهيار نيل واحد. تعني الرموز في الشكل المذكور ما يلي:

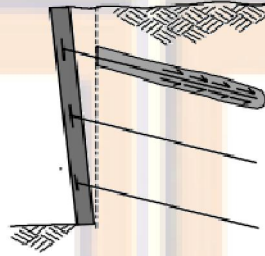


الشكل (3.7) أنماط الانهيار الخارجي External Failure Mode



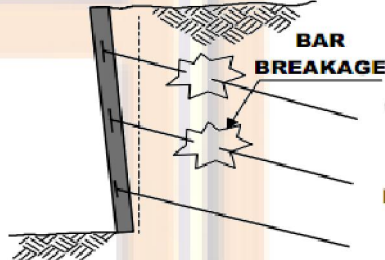
- انهيار ترربة النيل
على السحب

(d) NAIL-SOIL
PULLOUT FAILURE



هيار المونة على السحب

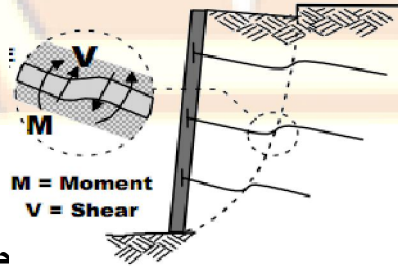
(e) BAR-GROUT
PULLOUT FAILURE



انكسار القضبا

انهيار النيلز على الشد

(f) NAIL TENSILE
FAILURE



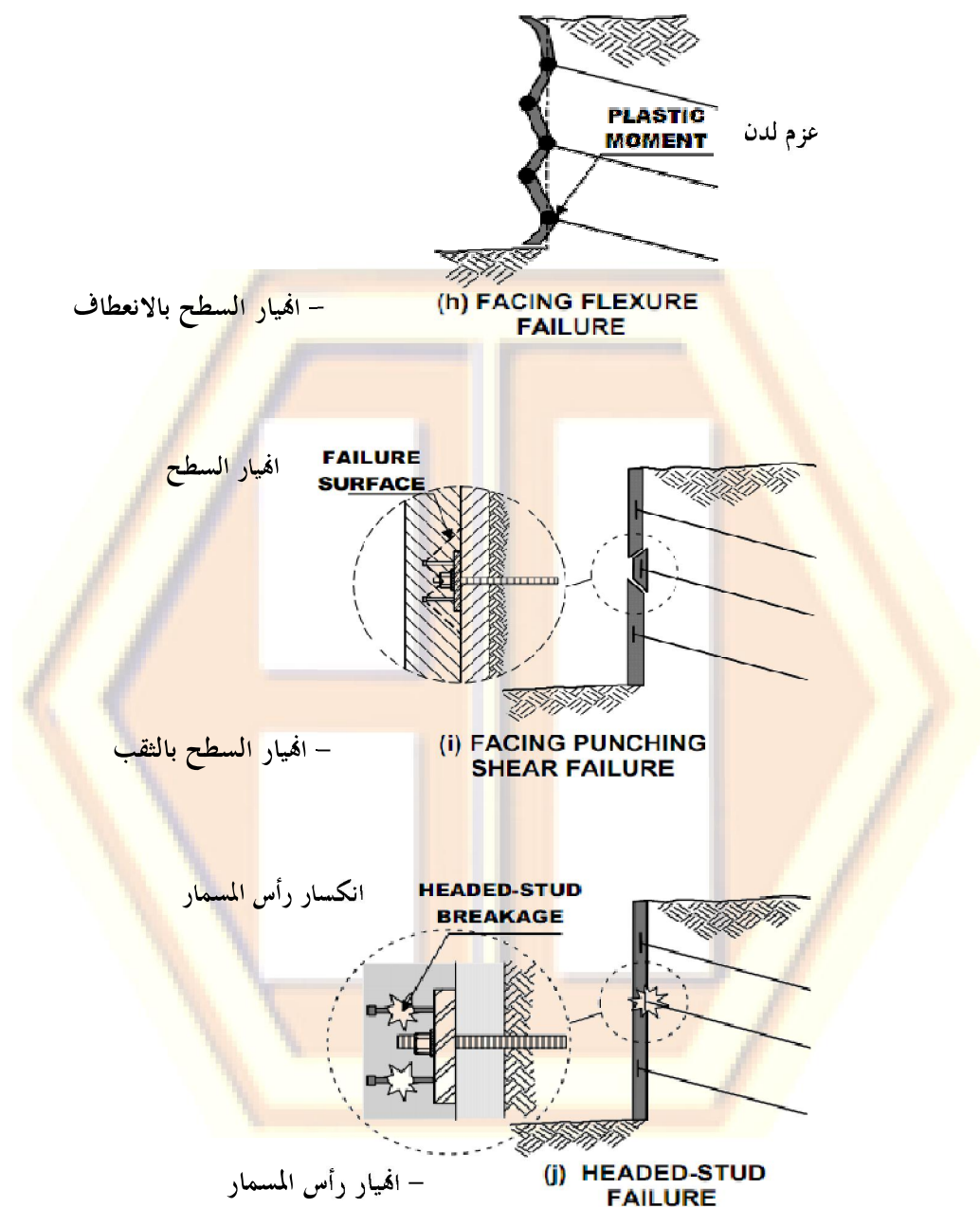
العزم والقص

حمل النيلز و/أو
انهيار القص

(g) NAIL BENDING AND/OR
SHEAR FAILURE

الشكل (4.7) أنماط
الانهيار الداخلي

Internal Failure Mode



الشكل (5.7) أنماط انهيار السطح
Facing Failure Mode

i - ميل النيل (nail inclination).
 L_F - طول سطح الانهيار (nail inclination).
 W - وزن الكتلة المنزلقة (weight of sliding mass).
 Q_T - الحمولة الإضافية (surcharge load).
 T_{QE} - قوة التعادل = مجموع القوى في النيل (equivalent nail force).
 N_F - القوة العمودية على سطح الانهيار (normal force on failure surface).
 S_F - قوة القص على سطح الانهيار (shear force on failure surface).
 R_c - قوى التماسك (الالتصاق) (S_F cohesive forces of).
 R_f - قوى الاحتكاك (من S_F) (S_F frictional forces of).
تتكون القوى الزالقة أو المسببة للانهيار من:
وزن الكتلة المنزلقة (W) والحمولة الإضافية التي يمكن أن توجد فوقها (Q_T)
أما القوى المقاومة للانزلاق والعاملة على تأمين الاستقرار على طول سطح الانزلاق فهي قوة القص (S_F) والقوة (T_{EQ}) على العمق الكلي (H).
للتحقق من التوازن (equilibrium)، يتم التعبير عن معامل الأمان العام (F_{SG}) بدلالة نسبة القوى المقاومة للانزلاق إلى القوى الزالقة... أي:

$$F_{SG} = \frac{\sum \text{Resisting Forces}}{\sum \text{Driving Forces}} \quad (1.7)$$

القوة العمودية على سطح الانهيار:

$$\sum \text{Normal Forces} = (W + Q_T) \cos \psi + T_{EQ} \cdot \cos (\psi - 1) - N_F = 0 \quad (2.7)$$

القوة المماسية على سطح الانهيار:

$$\sum \text{Tangent Forces} = (W + Q_T) \sin \psi - T_{EQ} \cdot \sin (\psi - 1) - S_F = 0 \quad (3.7)$$

حيث:

$$S_F = R_c + R_f = c_m \cdot L_s + N_F \cdot \tan \phi_m \quad (4.7)$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi'}{F_{SG}} \quad (5.7)$$

$$c_m = \frac{c'}{F_{SG}} \quad (6.7)$$

(ϕ_m) زاوية الاحتكاك، و (c_m) التماسك أو الالتصاق.
ومن أجل إيجاد معامل الأمان العام المتعلق بمتانة التربة على الاحتكاك أو على التماسك، تستخدم (ϕ') و (c') على التوالي. وهذا يعني أنه من الممكن استخدام أكثر من معامل أمان لكل حالة من حالات التحقق من المتانة والقوى والعزوم.
ويعني ذلك وجود أكثر من طريقة لتأمين الاستقرار الكلي للمنشأ. لهذا درجت في السنوات الأخيرة استخدام برامج الكمبيوتر المتخصصة.

3.2.7 إجراءات تحليل الاستقرار العام:

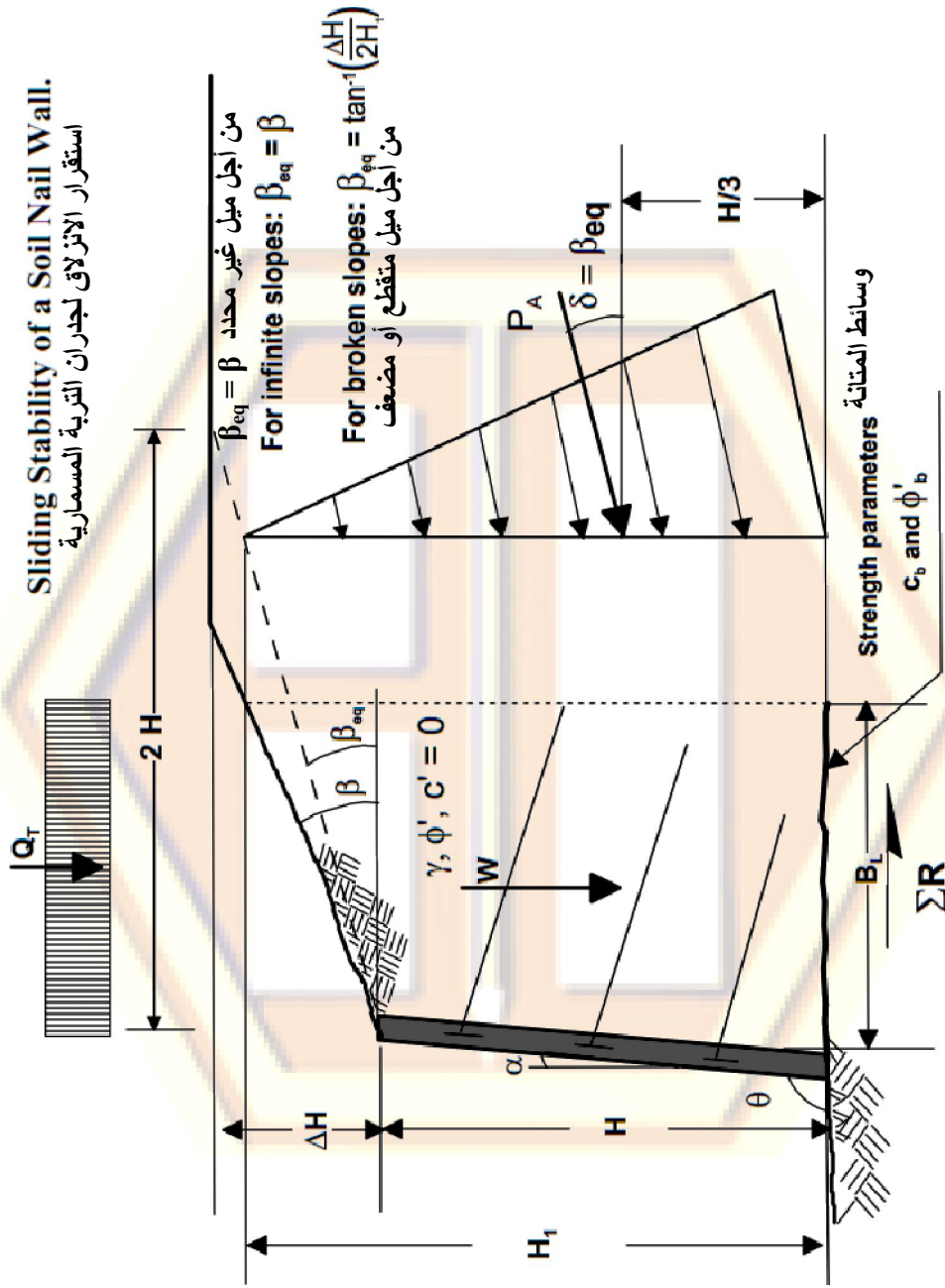
Procedures in Global Stability Analysis

يستخدم تحليل الاستقرار العام لأداء إحدى المهمتين التاليتين أو كليهما معاً في تحليل الجدران المسمارية:

1. حساب معامل الأمان المناسب (FS_G) ضد انزلاق التربة مع أقل طول للنيلز. وذلك من أجل التحقق من استقرار الجدار المثبت بالنيلز، وهي مشابهة لتحقيق توازن منحدر عادي. والطريقة الأكثر شيوعاً هي التحليل الكمبيوترية التي يفترض أطوال النيلز وقوى السحب. حيث يتم الحصول على قوى الشد في النيلز كجزء من نتائج هذه الحسابات.
2. حساب قوة الشد (T) المطلوبة في كافة عناصر النيلز، والتي تحقق معامل الأمان ضد الانهيار العام. ومنه تصميم مقاسات النيلز مع تحقيق قيمة دنيا للمعامل (FS_G). ويعتبر هذا النوع من التحليل تكرارياً.

4.2.7 الانزلاق: Sliding

يأخذ تحليل استقرار الانزلاق بالاعتبار، قدرة النيلز في مقاومة الانزلاق على طول قاعدة الجدار تحت تأثير ضغط التربة الجانبي. ويتم الانهيار بالانزلاق عندما تزيد قيمة الضغط المذكور عن قدرة تحمل الجملة للانزلاق على طول القاعدة كما في الشكل (7.7).



الشكل (7.7)

يمكن استخدام مفاهيم ونظريات ضغط التربة الجانبي (بحسب رانكين أو كولومب)، لتقييم استقرار انزلاق في نظام الجدران المسمارية. يتم حساب معامل الأمان ضد الانزلاق (FS_{SL}) من نسبة القوى الأفقية الزالقة (ΣD) كما يلي:

$$FS_{SL} = \frac{\Sigma R}{\Sigma D} \quad (\text{Equation 5.7})$$

where:

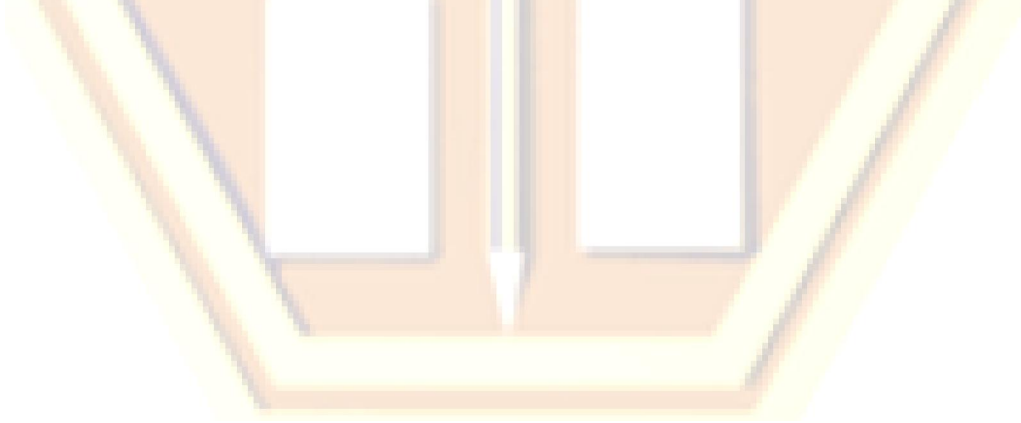
$$\Sigma R = c_b B_L + (W + Q_D + P_A \sin \beta) \tan \phi_b \quad (\text{Equation 5.8})$$

$$\Sigma D = P_A \cos \beta \quad (\text{Equation 5.9})$$

The active lateral earth force (P_A) is defined as:

$$P_A = \frac{\gamma H_L^2}{2} K_A \quad (\text{Equation 5.10})$$

The terms in the equations above and in Figure 5.5 are identified as follows:



محتويات الكتاب

الفصل الأول أنظمة تثبيت التربة

- 1.1 تثبيت جوانب الحفریات.
 - 1.1.1 مقدمة.
 - 2.1.1 تعريف استقرار التربة.
- 2.1 أنظمة تثبيت تربة الحفریات.
 - 1.2.1 جدران الصفائح الوتدية.
 - 2.2.1 الجدران الوتدية.
 - 3.2.1 عناصر أو شدادات الإرساء (الأنكورات).
 - 4.2.1 الشدادات أو جدران التربة المسمارية أو النيلز.
- 3.1 الفروقات بين الأنكورات والنيلز.

الفصل الثاني

نظام عناصر الإرساء الأرضية (الأنكورات)

- 1.2 عناصر الإرساء وأنظمة التثبيت.
 - 1.2.2 ما هو الأنكور.
 - 2.2 أنواع الأنكورز:
 - 2.1.2 النوع A - الأنكورات الثقيلة أو المصبوبة بتأثير الجاذبية.
 - 3.1.2 النوع B - الأنكورات المصبوبة تحت الضغط.
 - 4.1.2 النوع C - الأنكورات ذات الحقن اللاحق.
 - 2.2 أنواع الأنكورز:
 - 1.2.2 النوع A - الأنكورات الثقيلة أو المصبوبة بتأثير الجاذبية.
 - 2.2.2 النوع B - الأنكورات المصبوبة تحت الضغط.
 - 3.2.2 النوع C - الأنكورات ذات الحقن اللاحق.
 - 4.2.2 النوع D - الأنكورات المؤقتة.
- 2.3 تفصيلة نموذجية لبعض أنواع الأنكورات:
 - 4.2 مواد الأنكورات.
 - 1.4.2 الأوتار.
 - 1.1.4.2 القضبان الفولاذية والكابلات (حزم الأسلاك).
 - 2.1.4.2 المبادعات ودليل التمرکز.

- 3.1.4.2 الإيبوكسي.
- 4.1.4.2 المونة الإسمنتية.
- 5.2 جدران الإرساء.
- 1.5.2 أنواع جدران الإرساء.
- 6.2 نماذج صناعية من الأنكورات وتجهيزاتها.
- 1.6.2 الأنكورات التي تنفذ في التربة الصخرية.
- 1.1.2.6 مكونات الأنكورات الصخرية.
- 2.1.2.6 بعض تجهيزات الأنكورات الصخرية.

الفصل الثالث

المبادئ الأساسية لتصميم أنظمة الأنكورات

- 1.3 متطلبات التصميم.
- 2.3 ميكانيزمات الانهيار في أنظمة الأنكورات.
- 1.2.3 انهيار الأنكورات الأرضية.
- 1.1.2.3 انهيار كابلات الأنكور على الشد.
- 2.1.2.3 انهيار التماسك في كتلة المونة الإسمنتية على الشد.
- 2.3.3 انهيار العناصر الشاقولية في جدران الإرساء.
- 3.3.3 انهيار العناصر الأفقية لجدران الإرساء.
- 4.3 اختيار وسائط (بارامترات) متانة القص للتربة في التصميم.
- 1.4.3 متانة القص للتربة الحبيبية الجافة (المصرفة).
- 2.4.3 متانة القص للتربة الغضارية عادية التماسك غير المصرفة.
- 3.4.3 متانة القص للتربة الغضارية غير المصرفة عالية التماسك.
- 4.4.3 متانة القص للتربة الغضارية المصرفة عالية التماسك.
- 5.3 ضغط التربة.
- 1.5.3 ضغط التربة الفعال وضغط التربة السلبي.
- 2.5.3 ضغط التربة في وضع الراحة.
- 6.3 تأثير حركة الجدار على ضغط التربة.
- 1.6.3 مثال تطبيقي.

الفصل الرابع

التصميم الإنشائي لأنظمة الأنكورات

- 1.4 خطوات التصميم العامة.
- 2.4 ضغط التربة على جدران الأنكورات.

- 1.2.4 مخططات (ترزافي/بييك) لضغط التربة.
- 2.2.4 مناقشة توزيع ضغط التربة على الجدار بحسب نوع التربة.
- 1.2.2.4 توزيع الضغط على التربة الرملية.
- 2.2.2.4 مخطط الضغط على التربة الغضارية بين القاسية والمتشقة.
- 3.2.4 مخططات التحميل في التربة متعددة الطبقات.
- 4.2.4 طريقة تحليل موشور الانزلاق.
- 5.2.4 ضغط الماء.
- 6.2.4 ضغط التربة الناتج عن الحمولات السطحية.
- 3.4 تصميم الأنكورات الأرضية.
- 1.3.4 مقدمة.
- 2.3.4 سطح الانهيار الحرج المحتمل.
- 3.3.4 حساب حمولات الأنكورات من مخطط ضغط التربة.
- 4.3.4 تصميم الطول غير المتماسك للأنكورات.
- 5.3.4 الأنكورات المضغوطة.
- 6.3.4 تصميم طول التماسك للأنكورات.
- 1.6.3.4 الأنكورات المرساة في التربة العادية.
- 2.6.3.4 الأنكورات المرساة في التربة الصخرية.
- 4.4 التباعد بين الأنكورات.
- 5.4 خيار الفولاذ مسبق الإجهاد.
- 6.4 تصميم جدران الإرساء على الضغط الجانبي.
- 1.6.4 تصميم العناصر الشاقولية والصفائح الوتدية.
- 2.6.4 تصميم العناصر الأفقية من أجل التدعيم المؤقت.
- 3.6.4 تصميم الجدران والعناصر الدائمة.
- 4.6.4 قدرة التحمل الجانبية للجزء المظمور من جدار الإرساء.
- 5.6.4 عمق الاختراق تحت الردم.
- 1.5.6.4 شروط التربة المؤهلة للغرز.
- 2.5.6.4 الطبقات السفلية الضعيفة. W
- 6.6.4 مقارنة بين طرق التربة المؤهلة.
- 7.4 قدرة تحمل الجدار للقوى المحورية.
- 1.7.4 قدرة التحمل الحدية لعناصر الجدار الشاقولية المنفذة بطريقة الغرز أو الدوران للقوى المحورية التصميمية:
- 1.1.7.4 تحليل الإجهادات الكلية لعناصر الجدار الشاقولية المنفذة بطريقة الغرز أو الدوران في التربة الغضارية.

الفصل الخامس

أمثلة حول تصميم الأنكورات

- 1.5 المثال 1. تدعيم التربة بجدار استنادي مثبت بالأنكورات.
- 2.5 المثال 2. تدعيم منحدر بجدار مثبت بالأنكورات.

الفصل السادس

مقدمة حول الجدران المثبتة بالنيلز (جدران التربة المسمارية)

- 1.6 منشأ مسامير التربة.
- 2.6 العناصر الأساسية للجدران المسمارية أو النيلز.
- 3.6 تسلسل خطوات التنفيذ.
- 4.6 تطبيقات الجدران المسمارية (أو النيلز).
- 5.6 مزايا الجدران المسمارية (أو النيلز).
- 6.6 مساوئ الجدران المسمارية (أو النيلز).
- 7.6 الاختبارات الحقلية وأخذ العينات.
- 8.6 اختيار وسائط أو بارامترات التربة من أجل التصميم.
- 1.8.6 تصنيف التربة وخصائص المؤشرات.
- 2.8.6 الوزن الحجمي للتربة.
- 1.3.8.6 التربة عديمة التماسك.
- 2.3.8.6 التربة الناعمة المتماسكة.
- 4.8.6 زحف التربة المتوقع.
- 5.8.6 تآكل التربة المحتمل.
- 6.8.6 متانة التماسك.
- 9.6 المواد وطرق التنفيذ.
- 1.9.6 تثقيب التربة والحقن.
- 2.9.6 إدخال القضبان في الثقوب.
- 3.9.6 النيلز ذاتية التثقيب.
- 4.9.6 النيلز المحقونة بالضغط.
- 5.9.6 النيلز المنفذة بالضغط.

الفصل السابع

تحليل الجدران المسمارية

- 1.7 مفهوم نقل الحمولات في الجدران المسمارية.

2.7 الحالات الحدية. Limit States
1.2.7 مبادئ أنماط الانهيار في نظام الجدران المسمارية.
2.2.7 التحليل المبسط للاستقرار العام.
4.2.7 الانزلاق.

