

محتويات المحاضرة

1. تعريف بسبق الاجهاد

2. الفرق بين ال *Post Tensioning* and *Pre-tensioning*

3. فوائد وسلبيات ال *Post Tensioning*

4. الفرق بين ال *Bonded* and *UnBonded*

5. أنواع بلاطات ال *Post Tension*

6. أمثلة على استخدام ال *Post Tensioning*

7. مراحل التنفيذ لمنشأ : مشروع الغاردينيا

تعريف بسبق الاجهاد

Pre-stressing: ما هو سبق الاجهاد

هو طريقة لتقوية وتسليح البيتون.

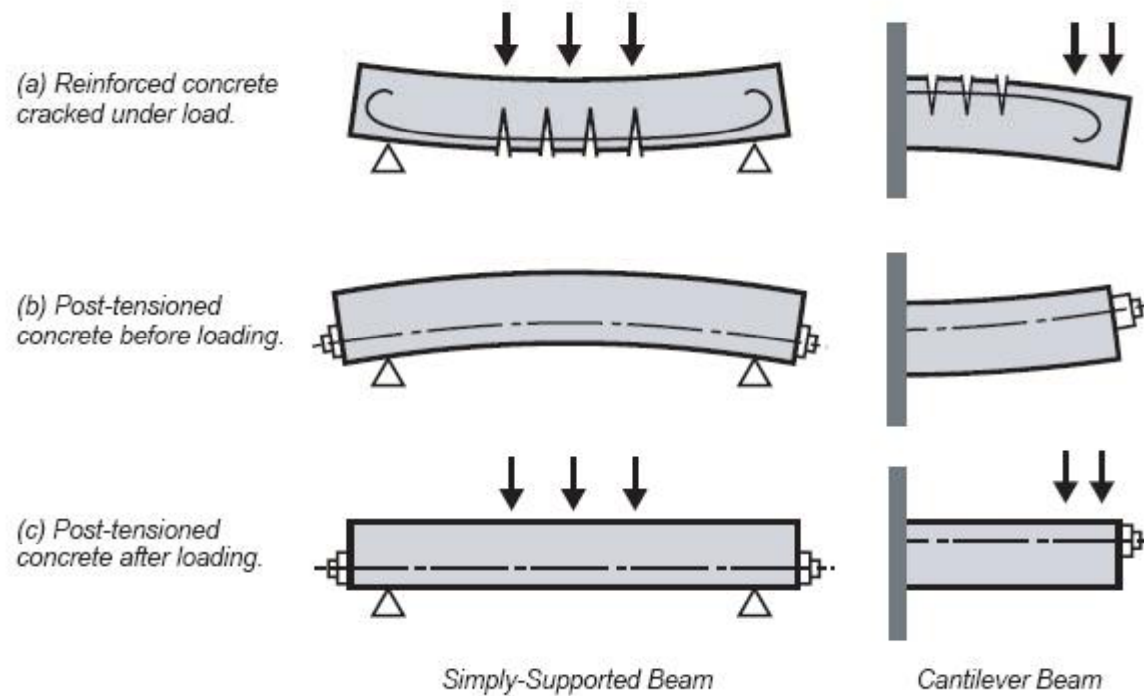
إن الحمولات الخارجية المطبقة تحدث إجهادات (قوى) داخلية في البيتون خلال

مراحل التنفيذ والاستثمار للعنصر.

يعرض البيتون لسبق الاجهاد ليعاكس تلك الاجهادات المطبقة خلال حياة العنصر

تعريف بسبق الاجهاد

مبدأ عمل سبق الاجهاد :



طرق تطبيق سبق الاجهاد

Methods of Pre-stressing

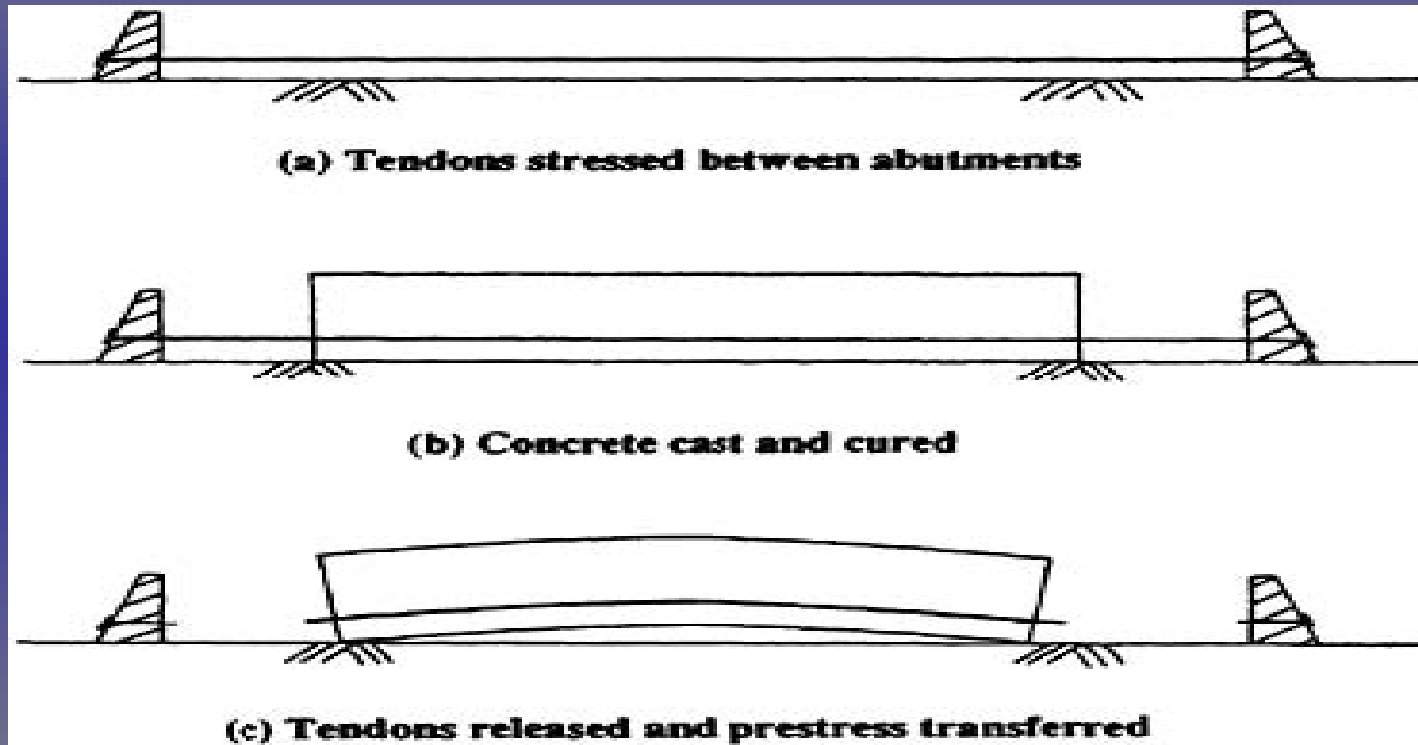
الشد السابق : Pre-tensioning

الشد اللاحق : Post-tensioning

طرق تطبيق سبق الاجهاد

Pre-tensioning

الشّد السابق :

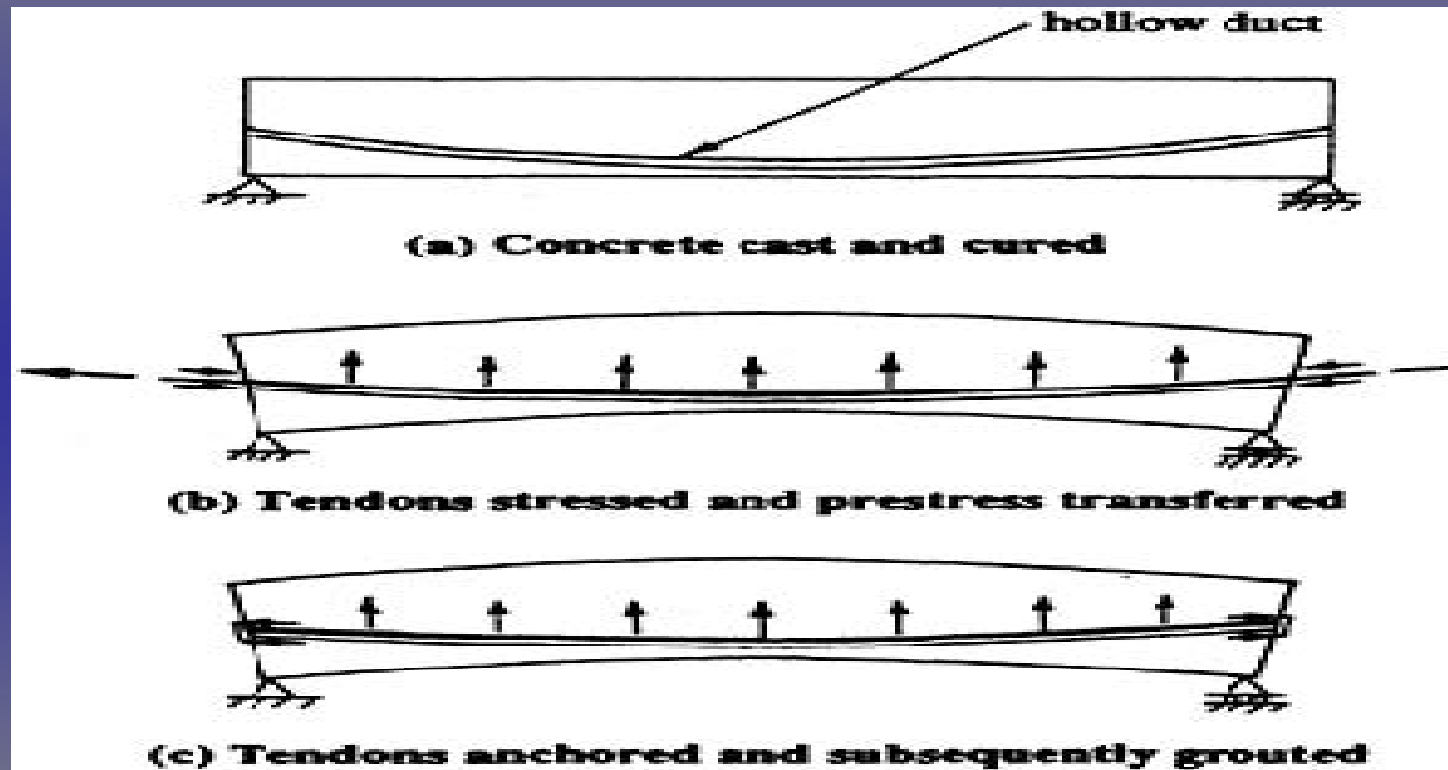


• يتم فيه شد الكابلات Strands قبل صب البيتون وذلك في مصنع خارج موقع العمل , يتطلب مساند خاصة لشد الكابلات.

طرق تطبيق سبق الاجهاد

Post-tensioning

الشّد اللاحق :

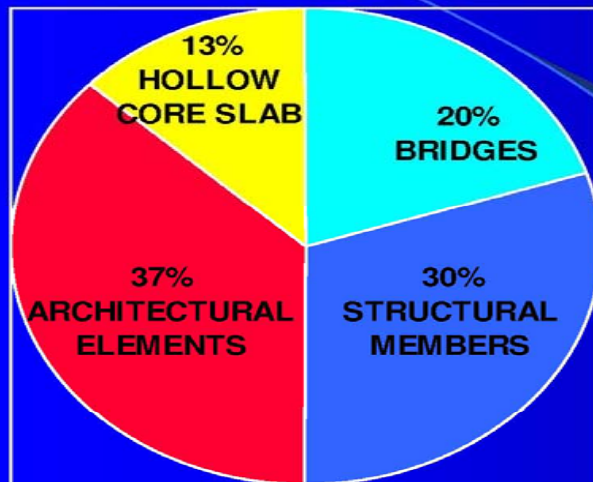


- يتم فيه شد الكابلات في الموقع بعد صب البيتون وحصوله على مقاومة كافية للشد 26.5 Mpa على الأقل

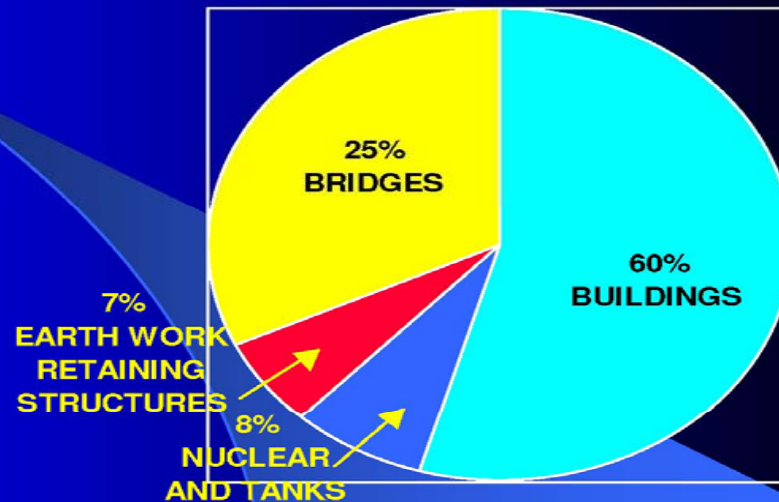
طرق تطبيق سبق الاجهاد

POST-TENSIONED CONCRETE

USES OF PRE-STRESSING IN THE U.S.A.



PRE-TENSIONING APPLICATIONS



POST-TENSIONING APPLICATIONS

فوائد ال Post Tensioning

لماذا نستخدم ال Post Tensioning ؟

● **سرعة في التنفيذ :**

➤ وبالتالي اختصار زمن المشروع (يمكن صب بلاطة كل 5 أيام)
➤ الاستفادة من ذلك في الحالات الحرجة التي تتطلب سرعة في العمل مثل حالات التدعيم المؤقت.

● **وزن أقل للبلاطة : من (20-30%)**

➤ الذي يؤدي إلى التخفيف من الوزن الكلي للمنشأ وبالتالي تحسين أدائه على مقاومة الزلازل .

➤ سرعة في تنفيذ البلاطة نتيجة عدم الحاجة لصب حجوم كبيرة من البيتون.

➤ مفيدة في الحالات التي تتطلب تخفيض في وزن المنشأ (التأسيس على تربة ضعيفة).

فوائد ال Post Tensioning

لماذا نستخدم ال *Post Tensioning* ؟

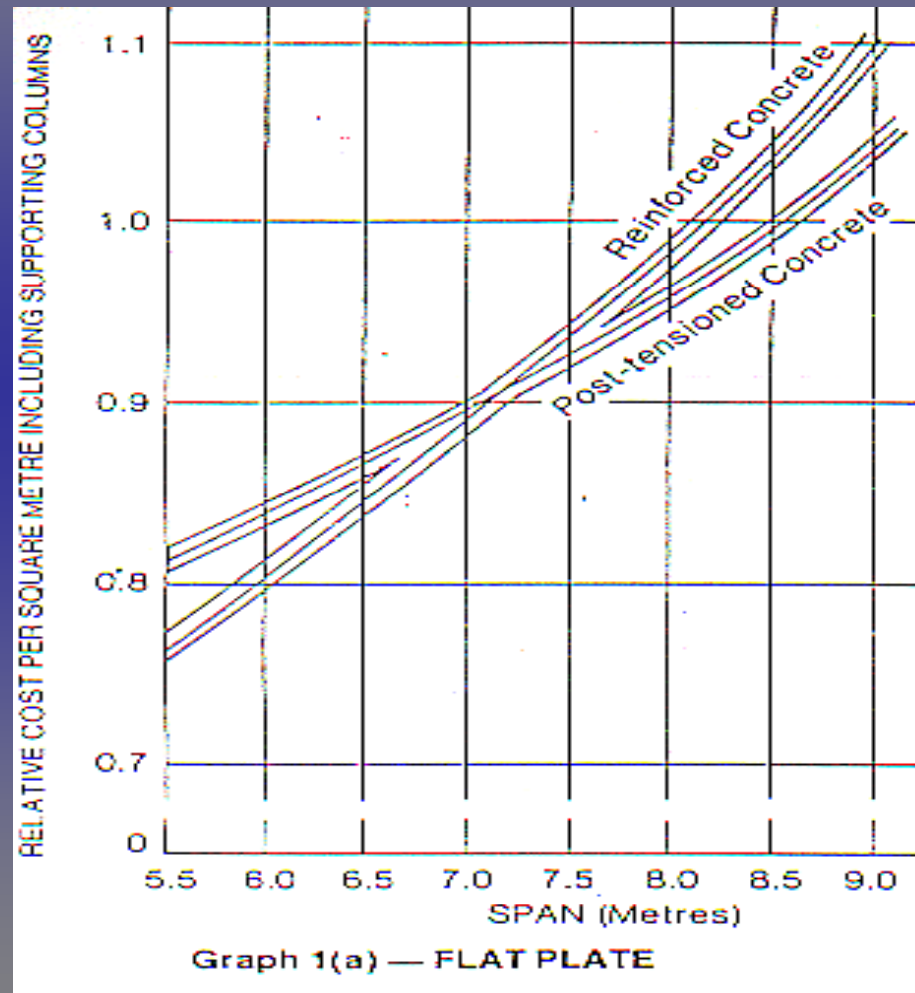
- مجازات أكبر بين الأعمدة : والذي يعطي مرونة أكبر في استخدام المبنى
- يستخدم في الأبنية الحساسة التي لا تسمح بتشكيل سهوم كبيرة أو ظهور شقوق.
- التوفير في كمية الحديد العادي المستخدم .
- التوفير في كمية السقائل اللازمة للمشروع .
- تخفيض في أجرة اليد العاملة.

سليبيات ال Post Tensioning

- المواد المستخدمة في التنفيذ غير متوفرة في السوق المحلية
- تتطلب يد عاملة خبيرة
- تتطلب مهندسين مختصين بتصميم هذا النوع من البلاطات

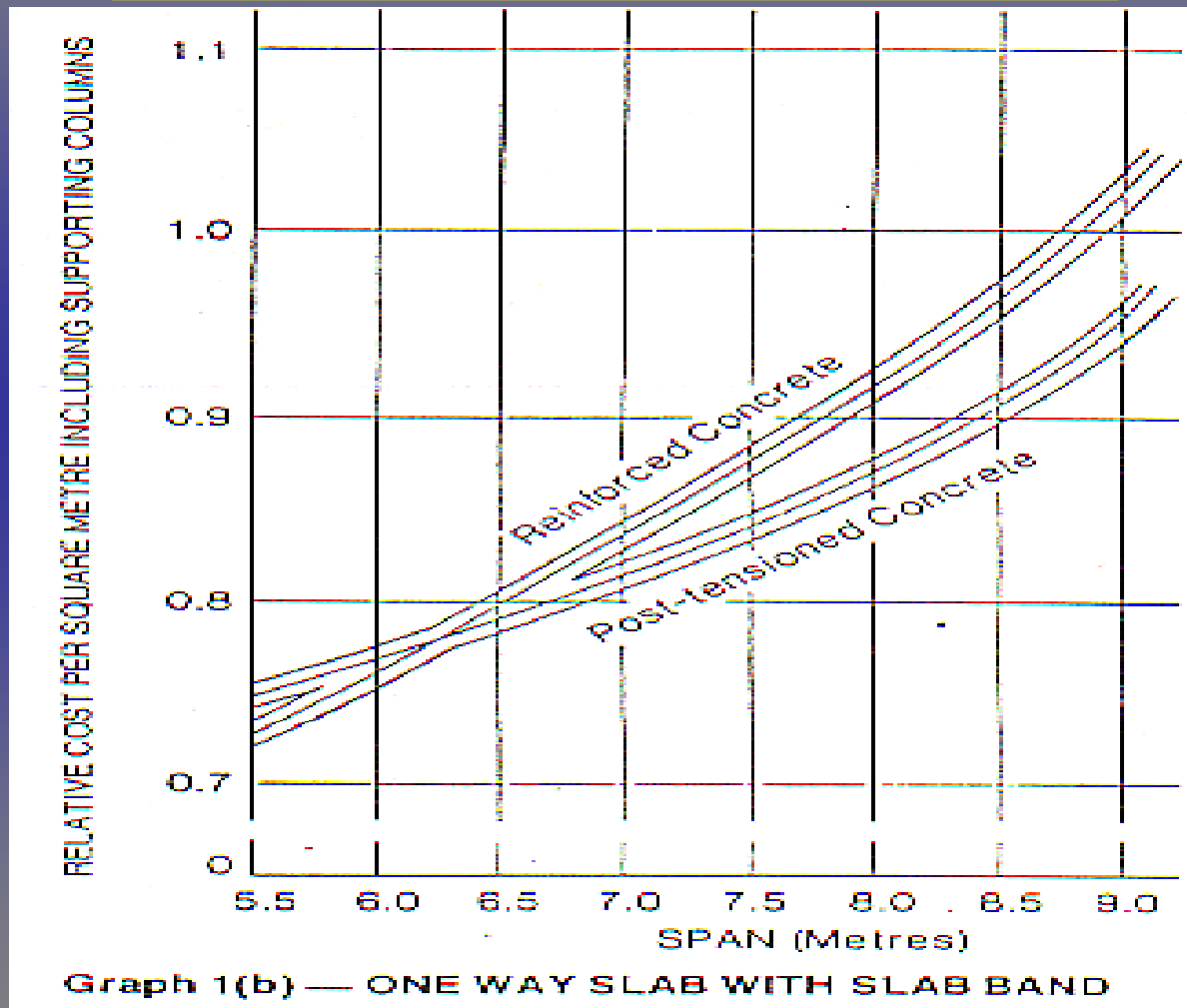
فوائد ال Post Tensioning

مقارنة في الكلفة (حالة بلاطة فطرية)



فوائد ال Post Tensioning

مقارنة في الكلفة (بلاطة عاملة باتجاه واحد مع جسور ساقطة)

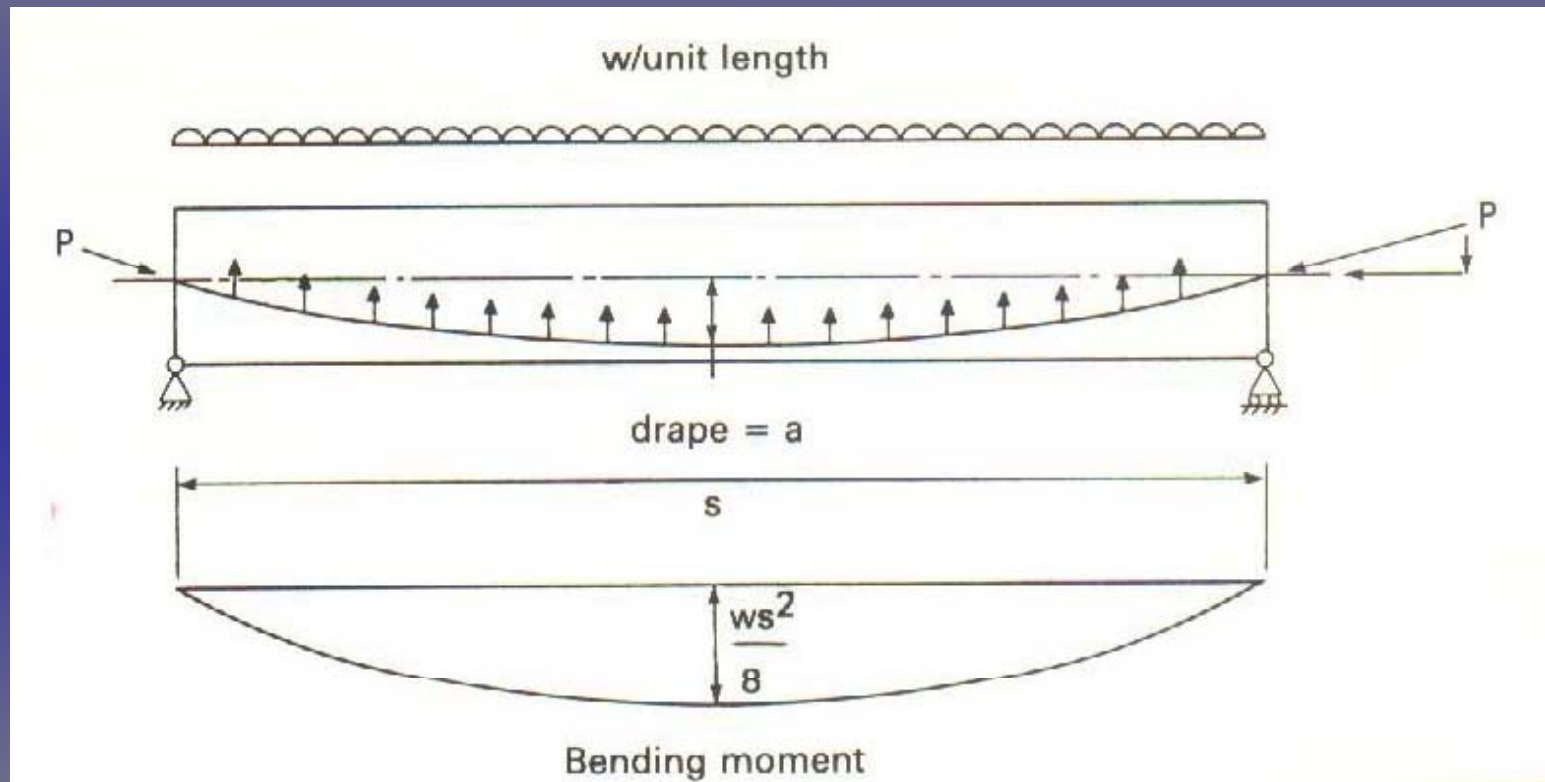


Post Tensioning الأثر الفعال لل

- الرفع Uplift
- انضغاطية البلاطة Precompression
- التقليل من التشققات
- التقليل من السهم

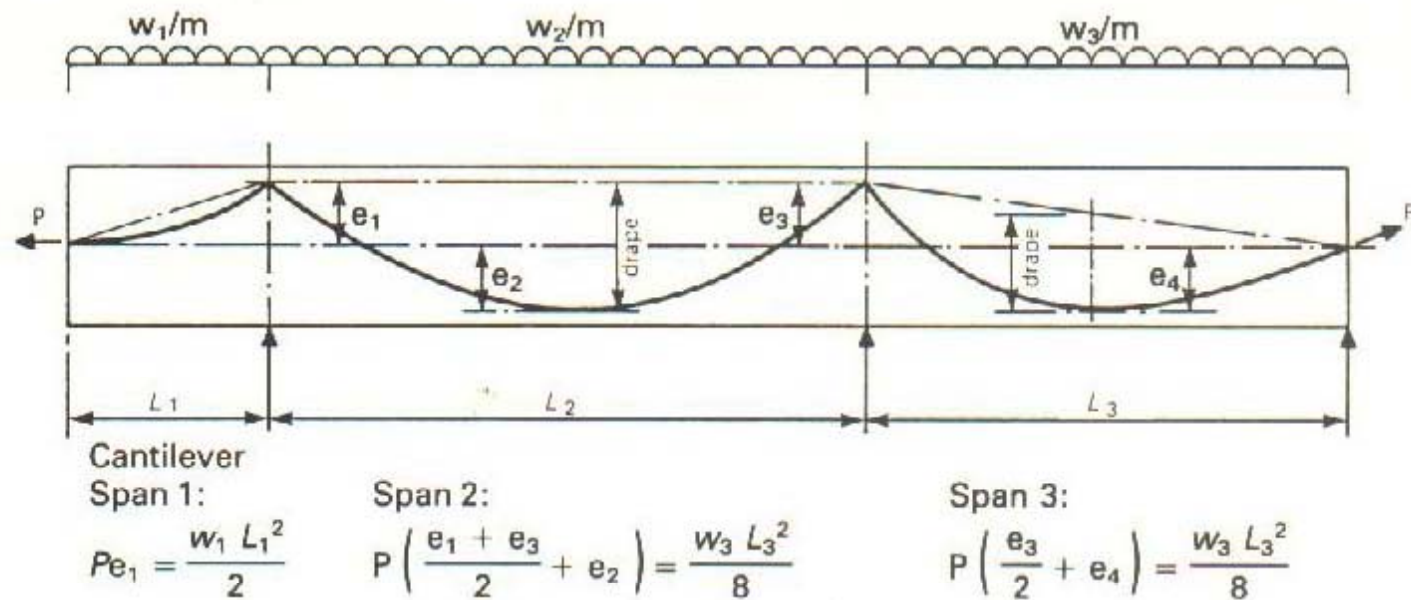
Post Tensioning الأثر الفعال لل

Idealized tendon profile



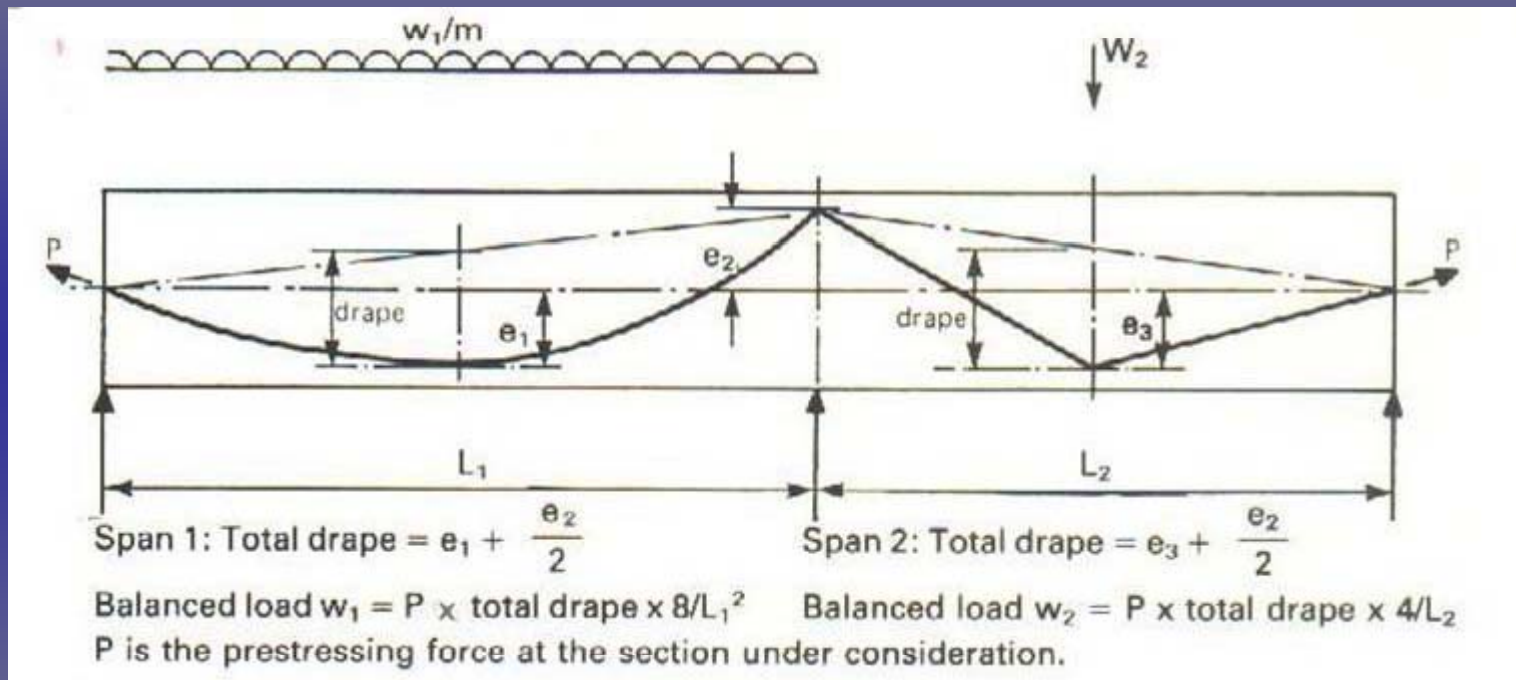
Post Tensioning الأثر الفعال لل

Idealized tendon profile for two spans with single cantilever



Post Tensioning الأثر الفعال لل

Idealized tendon profile for two spans with point load



Note:

The center of gravity of the concrete and the center of gravity of the tendon coincide at the end of the member so that no equivalent load moments are applied at the end of the member

Bonded vs. Unbonded Tendons

أنظمة ال PT : Post-tensioning Systems

■ Un-bonded Post-tensioning System

↳ Single strand

■ Bonded Post-tensioning Systems

↳ Single strand

↳ Multi strands flat duct

↳ Multi strands round duct

Bonded vs. Unbonded Tendons

◆ Bonded Tendons:

◆ الإيجابيات

→ يمكن الوصول إلى مقاومة أعلى للانعطاف نظراً للتماسك بين البيتون والكابلات

→ تخفيض أثر حدوث خطأ أو قطع في البلاطة

◆ **السلبيات** : يحتاج الى غراوت وأن يغطى بصاج ducts وبالتالي

يبطئ عملية التنفيذ

Bonded vs. Unbonded Tendons

Multi Strand with flat duct Bonded Post-tensioning System



Bonded vs. Unbonded Tendons

Multi Strand with flat duct Bonded Post-tensioning System



Bonded vs. Unbonded Tendons

Multi Strand with Round duct Bonded Post-tensioning System



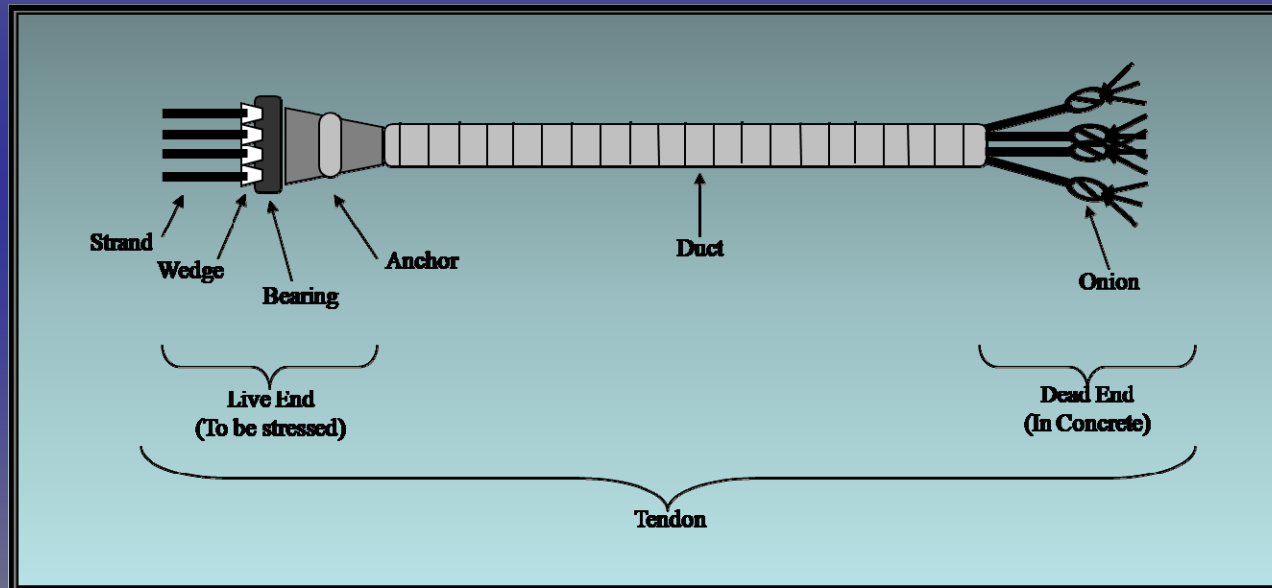
Bonded vs. Unbonded Tendons

Multi Strand with Round duct Bonded Post-tensioning System



Bonded vs. Unbonded Tendons

Typical Tendon of Bonded Post-tensioning System



Bonded vs. Unbonded Tendons

■ Unbonded

➤ الإيجابيات :

➤ أسرع زمن تنفيذ

➤ إمكانية أكبر لتعديل مسار الكابل أفقياً

➤ تخفيض الضياعات الناتجة عن الاحتكاك

➤ السلبيات:

➤ خطورة عند حدوث قطع في البلاطة

➤ القوة المطبقة على ال strand والمنقولة الى البلاطة أقل من ال Bonded

Bonded vs. Unbonded Tendons

Single strand of Unbonded Post-tensioning System

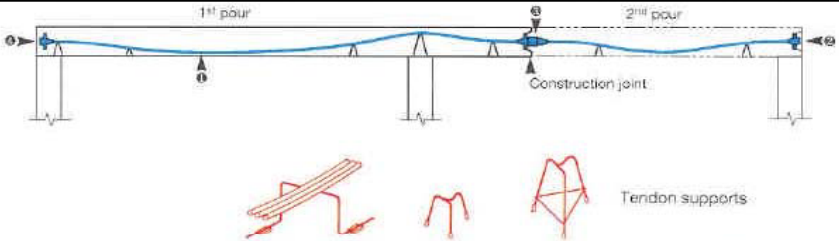
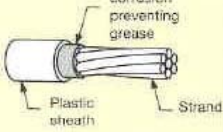
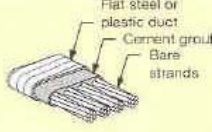
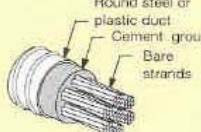








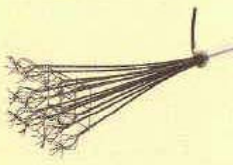


Bonded vs. Unbonded Tendons

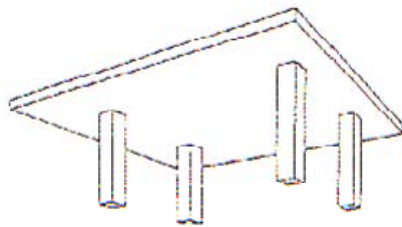
Single strand of Unbonded Post-tensioning System



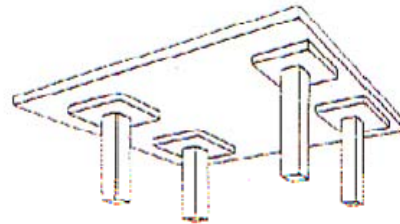
Bonded vs. Unbonded Tendons

			
① Tendon	Monostrand System	Flat Duct System	Multistrand System
			
② Stressing anchorage (can also be used as dead-end anchorage)	 S-6 anchorage	 SO anchorage	 EC anchorage
③ Coupler (at construction joints)	 SK-6 coupler	 SK coupler	 K coupler
④ Dead-end anchorage	 SF-6 anchorage	 H anchorage	 H anchorage

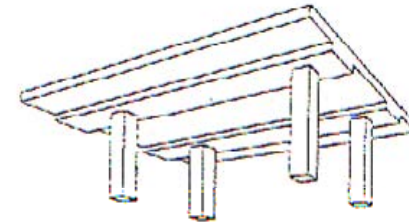
Post Tensioned Slabs أنواع البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد



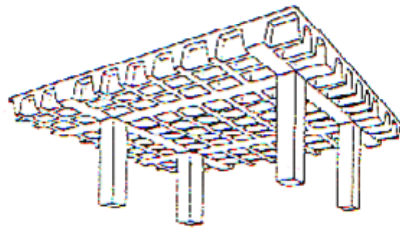
Solid flat slab



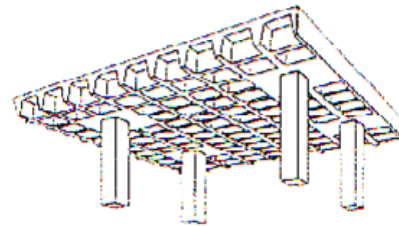
Solid flat slab with drop panel



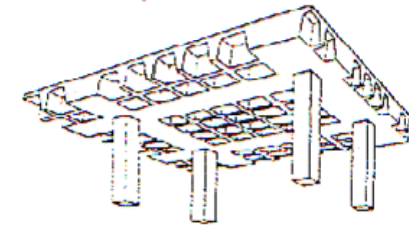
Banded flat slab



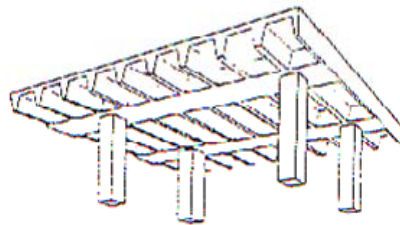
Coffered flat slab



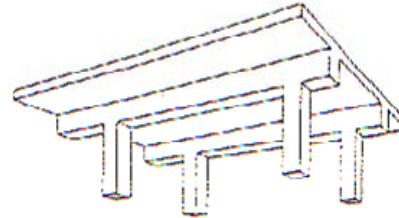
Coffered flat slab with solid panels



Banded coffered flat slab



Ribbed slab



Beam and slab

أنواع البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد Post Tensioned Slabs

طريقة اختيار سماكة البلاطة بناء على مجازها

نوع البلاطة	الحمولة الكلية المطبقة (kN/m ²)	نسبة طول المجاز/السماكة 6m ≤ L ≤ 13m	
بلاطة فطرية	2.5	40*/45**	
	5.0	36*/40**	
	10.0	30*/36**	
بلاطة فطرية مع جسور ساقطة قليلة الارتفاع	2.5	44*/48**	
	5.0	40*/45**	
	10.0	34*/40	
بلاطة مع جسور ساقطة عميقة*		slab	beam
	2.5	45*/48**	25*/35**
	5.0	40*/45**	22*/30**
	10.0	35*/40**	18*/25**
بلاطة مع جسور طويلة		slab	beam
	2.5	45*/48**	20*/25**
	5.0	40*/45**	16*/20**
	10.0	35*/40**	13*/15**

* Recommended by The Concrete Society

** Recommended by The Post-Tensioning Institute

أنواع البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد Post Tensioned Slabs

اعتبارات تصميمية والاختيار الأمثل للبلاطات
Design Considerations and Selection of Suitable Floor Systems

بلاطات فطرية : Flat plate system

بلاطات فطرية مع تيجان : Flat plate with drop panels/caps

بلاطة مع جسور ساقطة (اتجاه-اتجاهين) : Slab with banded beams

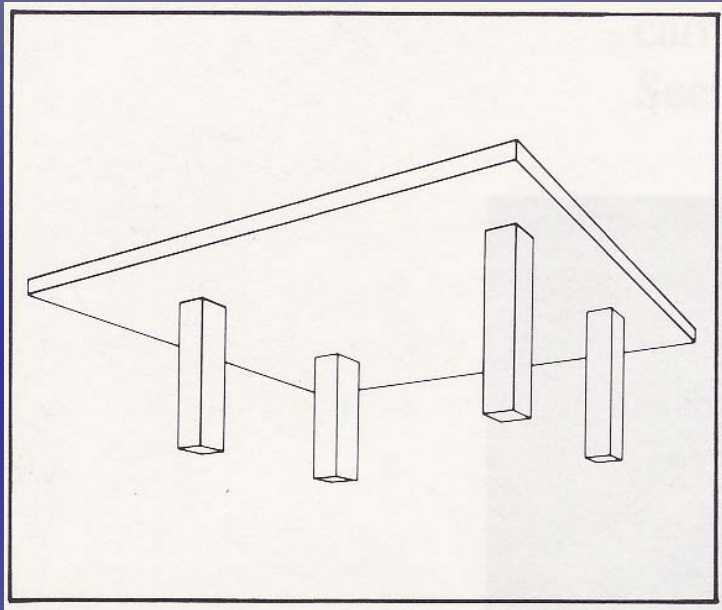
(one/two ways)

بلاطة مع جسور طويلة المجاز أو عناصر سائدة أخرى : Slab with long span

beam/other supporting structures

Post Tensioned Slabs أنواع البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد

Flat Plate Systems: بلاطات فطرية



Common geometries*

- Two-way system
- Suitable span: 8 m
- Limiting criterion: Punching shear
- Rebar**: 1.08 kg/m^2
- PT: 2.84 kg/m^2

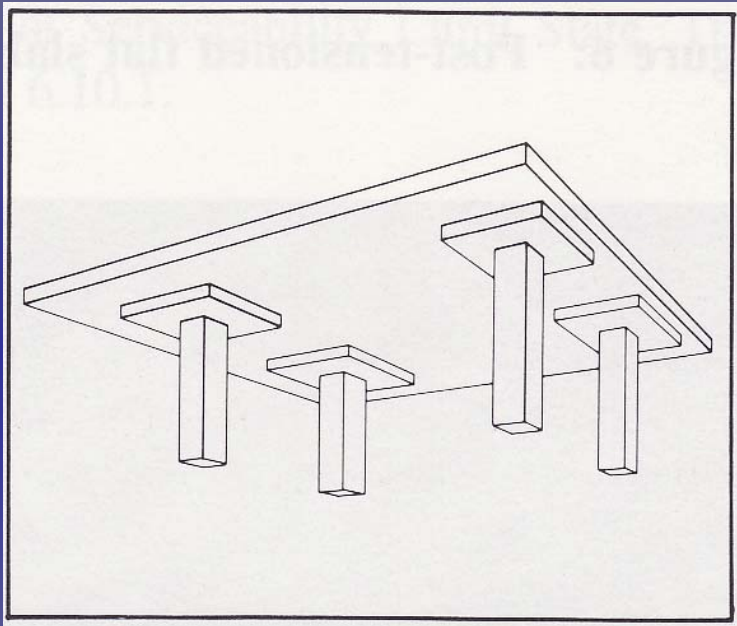
* for typical office/residential buildings using ACI/UBC requirements

** quantity assume no bottom reinforcement

Post Tensioned Slabs أنواع البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد

Flat Plate with Drop Panels

بلاطات فطرية مع تيجان :



Common geometries*

- Two-way system
- Suitable span: 12.2 m
- Limiting criterion: Deflection
- Rebar**: 2.94 kg/m²
- PT: 3.87 kg/m²

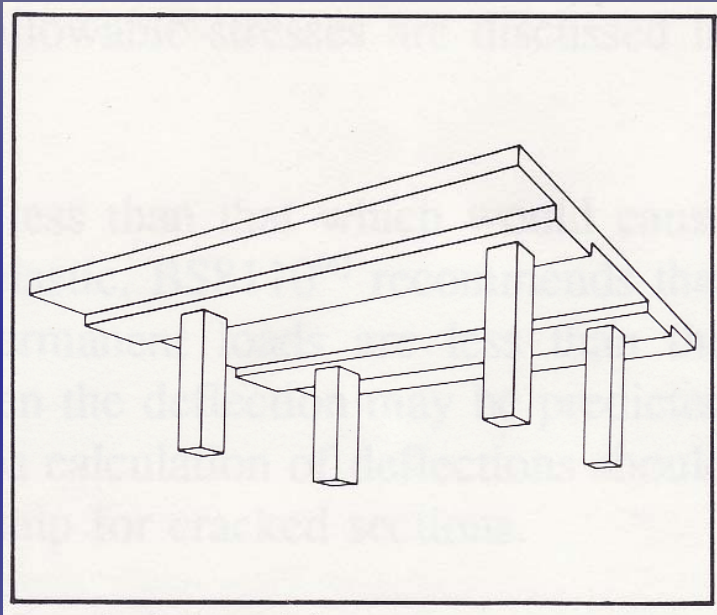
* for typical office/residential buildings using ACI/UBC requirements

** quantity assume no bottom reinforcement

Post Tensioned Slabs أنواع البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد

Slab with Banded Beams/slab bands

بلاطات فطرية مع جسور ساقطة قليلة الارتفاع:



Common geometries*

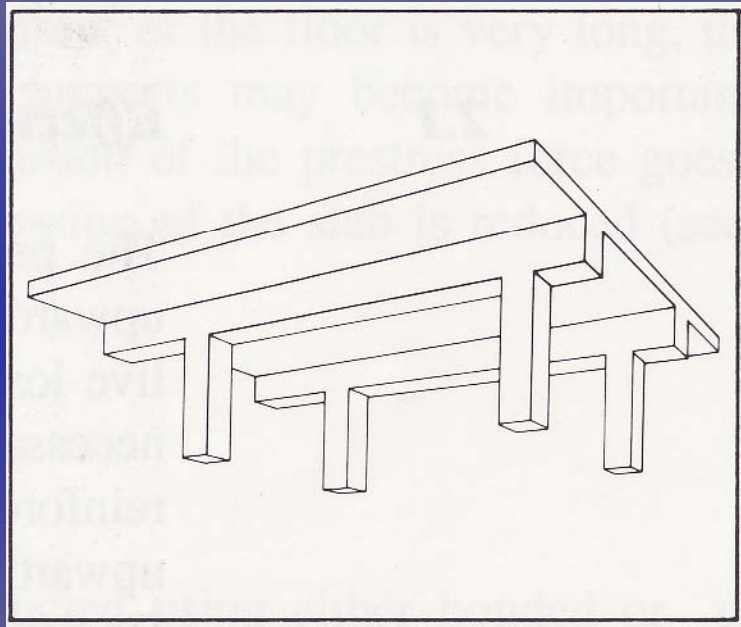
- Two-way system
- Suitable span: 13.4 m
- Limiting criterion: Rebar congestion
- Rebar**: 2.01 kg/m²
- PT: 4.16 kg/m²

* For typical office/residential buildings using ACI/UBC requirements

** case of slab band type

Post Tensioned Slabs أنواع البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد

SLAB with Long Span Beam/other Supporting Structures : بلاطات فطرية مع جسور ساقطة



Common geometries*

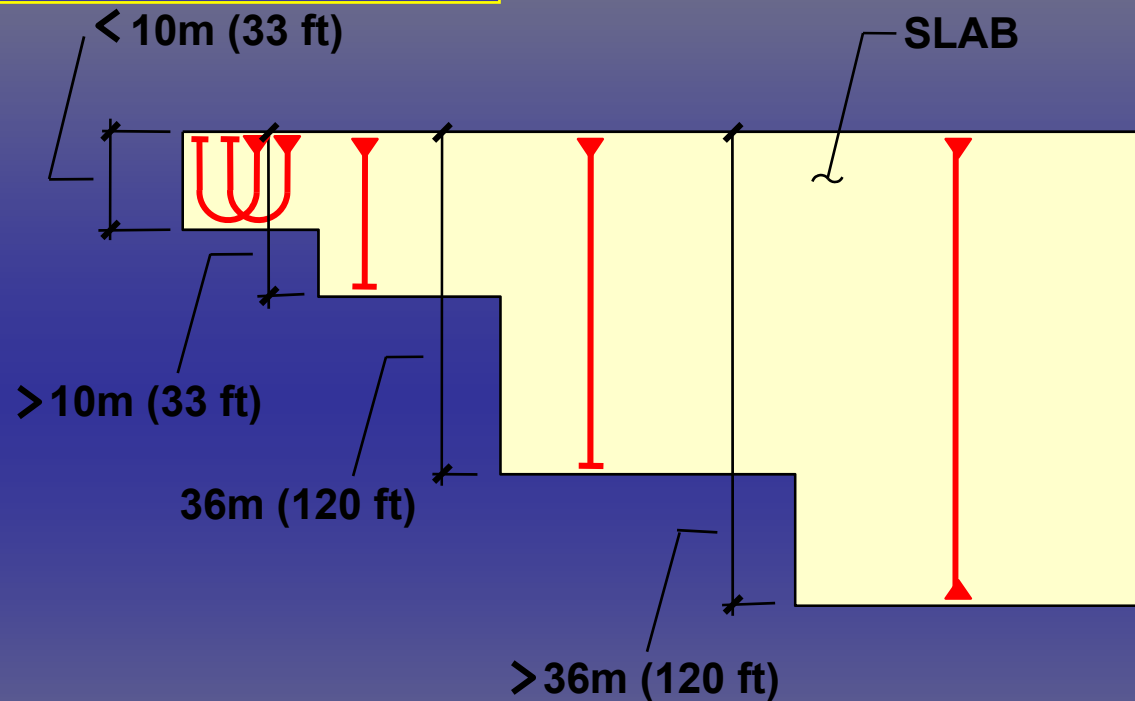
- One-way system
- Beam spans: 18-20 m
- Slab spans: 5.5-6.0 m
- Slab thickness: 125-150 mm
- Beam depth: 750-900 mm
- Beam width: 400-460 mm

*

For typical office/residential buildings using
ACI/UBC requirements

Post Tensioned Slabs تصميم البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد

One-end and Two-end Stressing



— DEAD END

— STRESSING END

JACKING STRESS 80% OF ULTIMATE STRENGTH

EFFECTIVE FORCE = 120kN FOR 12mm (0.5") STRAND

استخدامات ال P.T.

الجسور

كراجات السيارات

مراكز التسوق

فنادق ومشافي وأبنية سكنية

أبنية صناعية

أبنية المكاتب

صالات رياضية

تثبيت التربة والصخور



Abu Dhabi financial Center , 4 towers with 30 stories.
\$1.5 BILLION.

Prepared by :M.Anass Alakhrass 20-12-2010



Gardenia Project ,Homs ,Syria.
2 towers: Hotel 30 stories –Apartment 20 Stories.
\$90 M.

Prepared by :M.Anass Alakhrass 20-12-2010

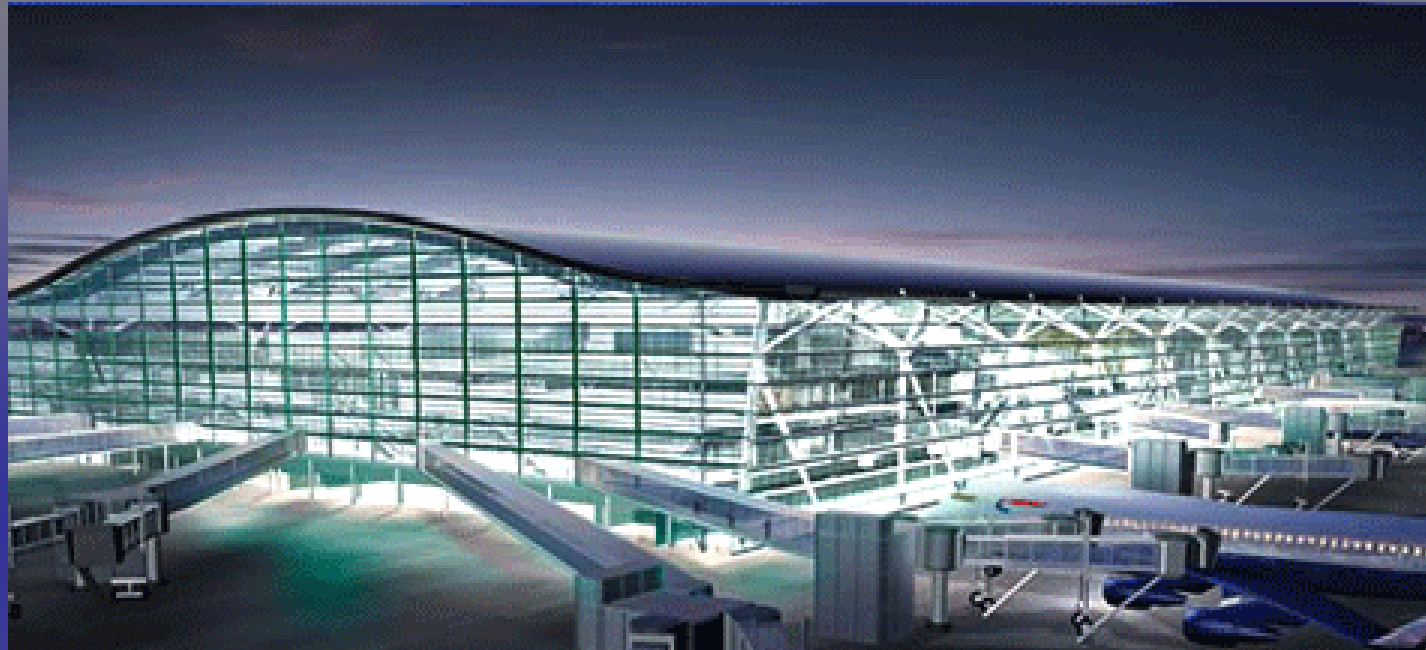


Riverine, Thailand, 26 story's, 4 towers, 93630
Sq.m.



The Empress Hotel, Thailand, 23845 Sq.m.

Prepared by :M.Anass Alakhrass 20-12-2010



HEATHROW AIRPORT T5, UK



Heathrow Airport , Terminal 5, UK

Prepared by :M.Anass Alakhrass 20-12-2010



Blennerhasset Bridge , WV, USA
1300 m Long.

Prepared by :M.Anass Alakhrass 20-12-2010



Orlando International Airport, FL, USA
110 m span

Prepared by :M.Anass Alakhrass 20-12-2010

تتفيذ البلاطات مسبقة الازهاد – لاحة الشد مشروع الغاردينيا حمص-سوريا



مراحل العمل

1- تجهيز الكوفراج



مراحل العمل

2- تجهيز الحديد السفلي



مراحل العمل

3-وضع كيبيلات ال Post tension



النهاية الميتة (البصلة)



الماكينة المستخدمة في تجهيز البصلة



النهاية الحية (مكان الشد)



صورة فراغية للنهائية الحية



مراحل العمل

4-وضع الحديد العلوي وأنابيب ال MEP



مراحل العمل

5- صب البيتون



مراحل العمل

6-شد الكيبلات بعد وصول البيتون الى مقاومة أكبر من 75 % من مقاومته
التصميمية



مراحل العمل

عملية الشد: كل كيبيل يتم شده بقوة = 15 طن تقريبا



الجهاز المستخدم في شد الكيبلات



مراحل العمل

6-قص الكيبلات بعد التأكد من مطابقة الاستطالات الحقلية للقيم النظرية



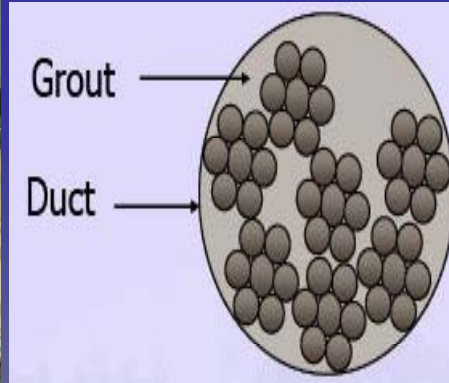
مراحل العمل

7- إملء الفتحات (مكان شد الكيبلات) بمادة غراوت مقاومة للتقلص



مراحل العمل

8-بعد 24 ساعة من القص والاملاء , يتم البدء بحقن الدكتات بمادة الغراوت



الخلاصة

وفوق كل ذي علم عليم



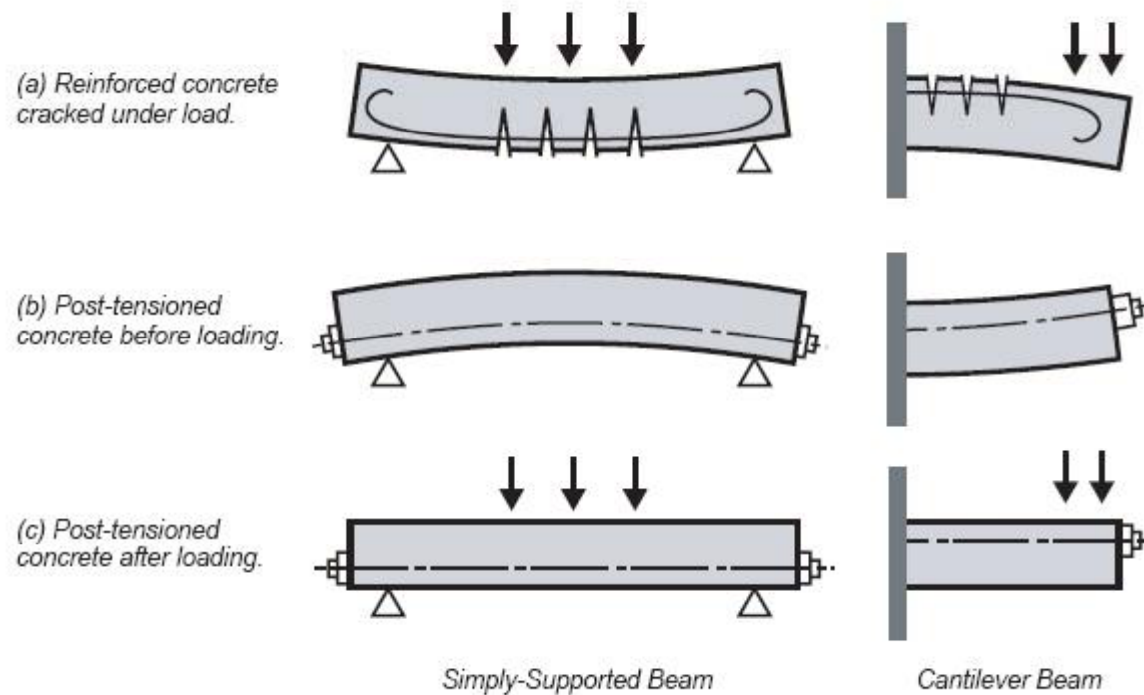
Prepared by :M.Anass Alakhrass 20-12-2010

محتويات المحاضرة

1. مراجعة للمحاضرة الأولى
2. خطوات التصميم
3. الأثر الثانوي لل *P.T.*
4. أثر القيود الخارجية على تقلص البلاطة
5. الضياعات في ال *P.T.*
6. الحد الأدنى للحديد العادي
7. مشاكل تنفيذية

تعريف بسبق الاجهاد

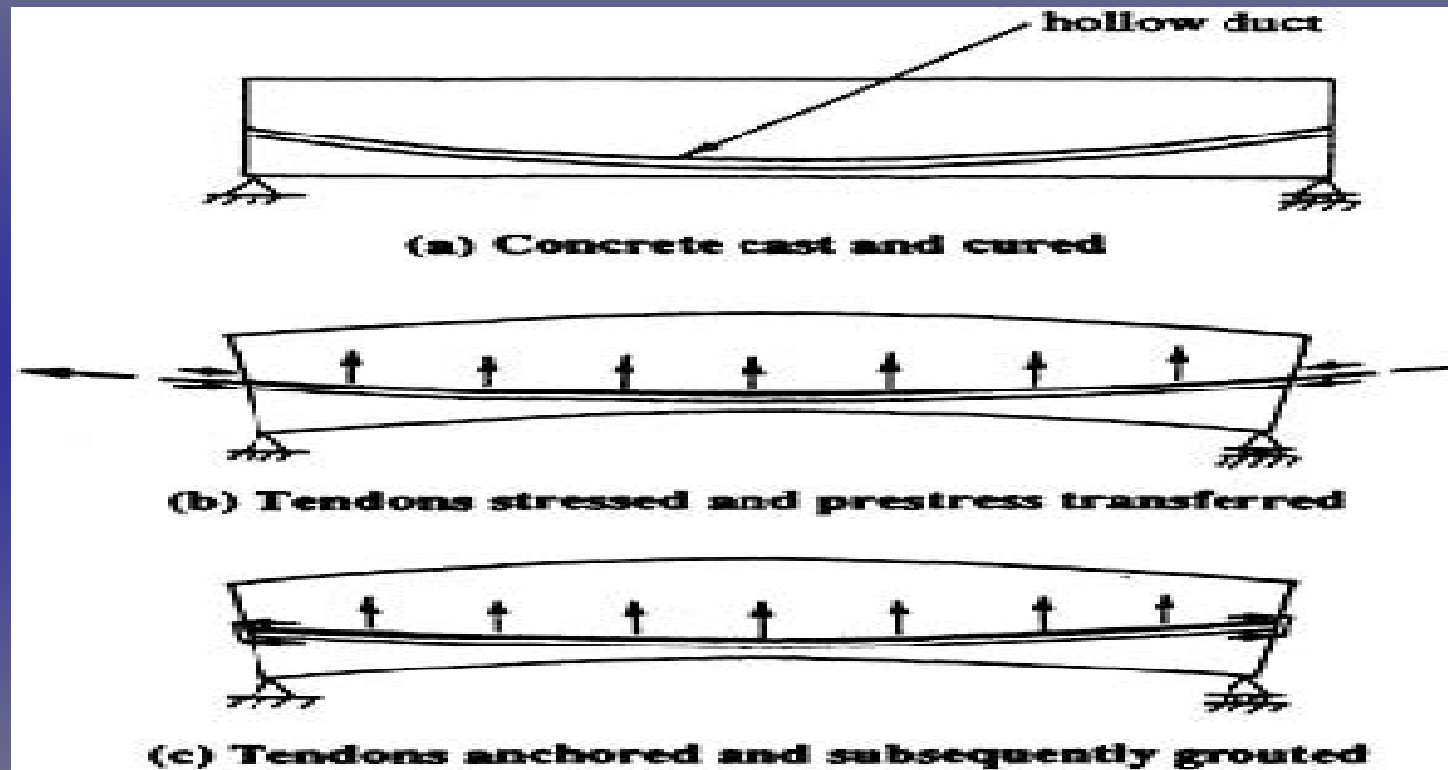
مبدأ عمل سبق الاجهاد :



طرق تطبيق سبق الاجهاد

Post-tensioning

الشّد اللاحق :



- يتم فيه شد الكابلات في الموقع بعد صب البيتون وحصوله على مقاومة كافية للشد 26.5 Mpa على الأقل

فوائد ال Post Tensioning

لماذا نستخدم ال *Post Tensioning* ؟

● **سرعة في التنفيذ :**

➤ وبالتالي اختصار زمن المشروع (يمكن صب بلاطة كل 5 أيام)
➤ الاستفادة من ذلك في الحالات الحرجة التي تتطلب سرعة في العمل مثل حالات التدعيم المؤقت.

● **وزن أقل للبلاطة : من (20-30%)**

➤ الذي يؤدي إلى التخفيف من الوزن الكلي للمنشأ وبالتالي تحسين أدائه على مقاومة الزلازل .

➤ سرعة في تنفيذ البلاطة نتيجة عدم الحاجة لصب حجوم كبيرة من البيتون.

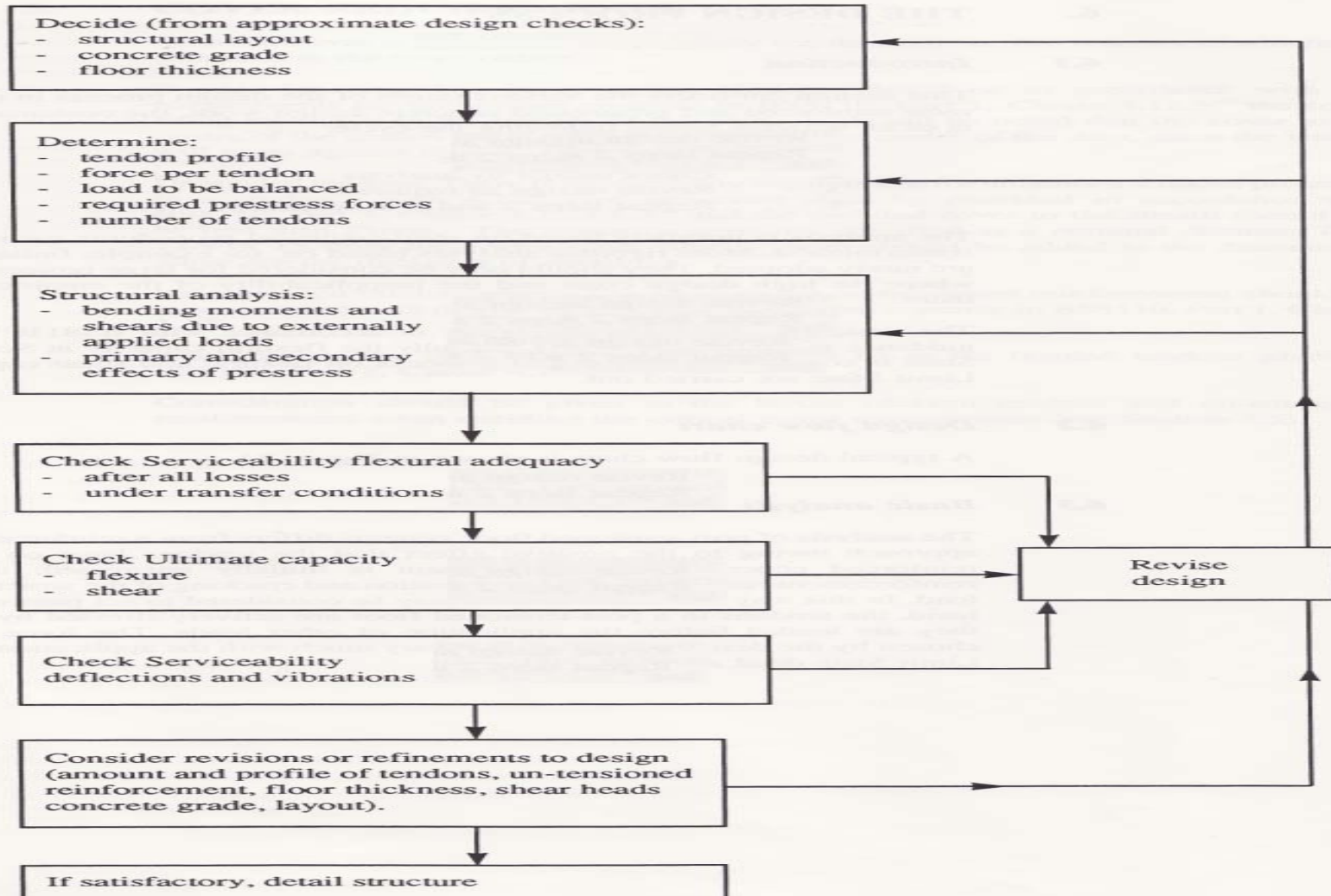
➤ مفيدة في الحالات التي تتطلب تخفيض في وزن المنشأ (التأسيس على تربة ضعيفة).

فوائد ال Post Tensioning

لماذا نستخدم ال *Post Tensioning* ؟

- مجازات أكبر بين الأعمدة : والذي يعطي مرونة أكبر في استخدام المبنى
- يستخدم في الأبنية الحساسة التي لا تسمح بتشكل سهوم كبيرة أو ظهور شقوق.
- التوفير في كمية الحديد العادي المستخدم .
- التوفير في كمية السقائل اللازمة للمشروع .
- تخفيض في أجرة اليد العاملة.

خطوات التصميم

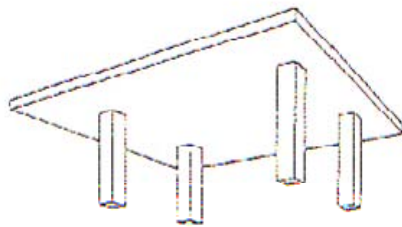


فحوص ال P.T.

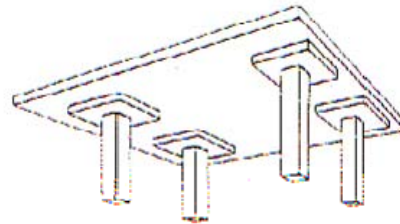
Strands test

1. Chemical test for CARBON ,PHOSPHORUS,SULPHUR,
NITROGEN
2. Relaxation test (1000 hours)
3. Tensile Test

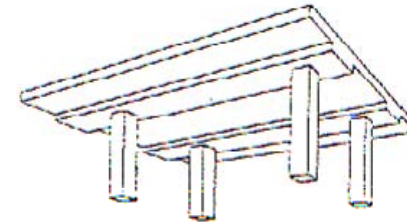
Post Tensioned Slabs أنواع البلاطات مسبقة الإجهاد لاحقة الشد



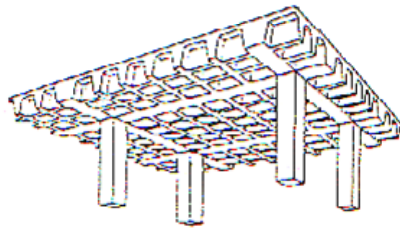
Solid flat slab



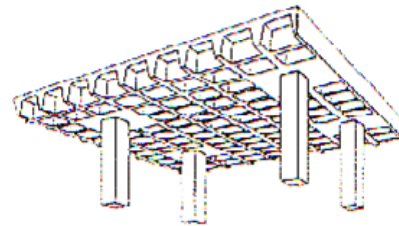
Solid flat slab with drop panel



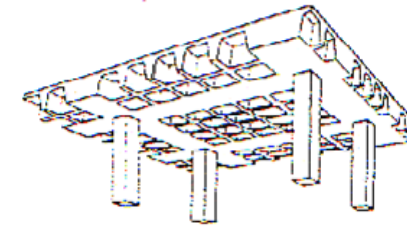
Banded flat slab



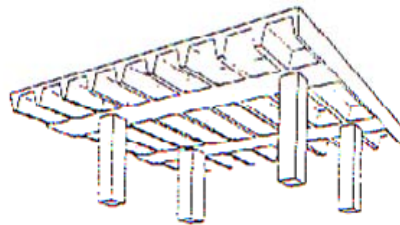
Coffered flat slab



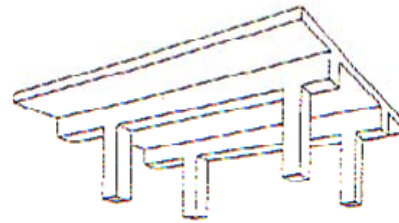
Coffered flat slab with solid panels



Banded coffered flat slab



Ribbed slab



Beam and slab

طريقة اختيار سماكة البلاطة بناء على مجازها

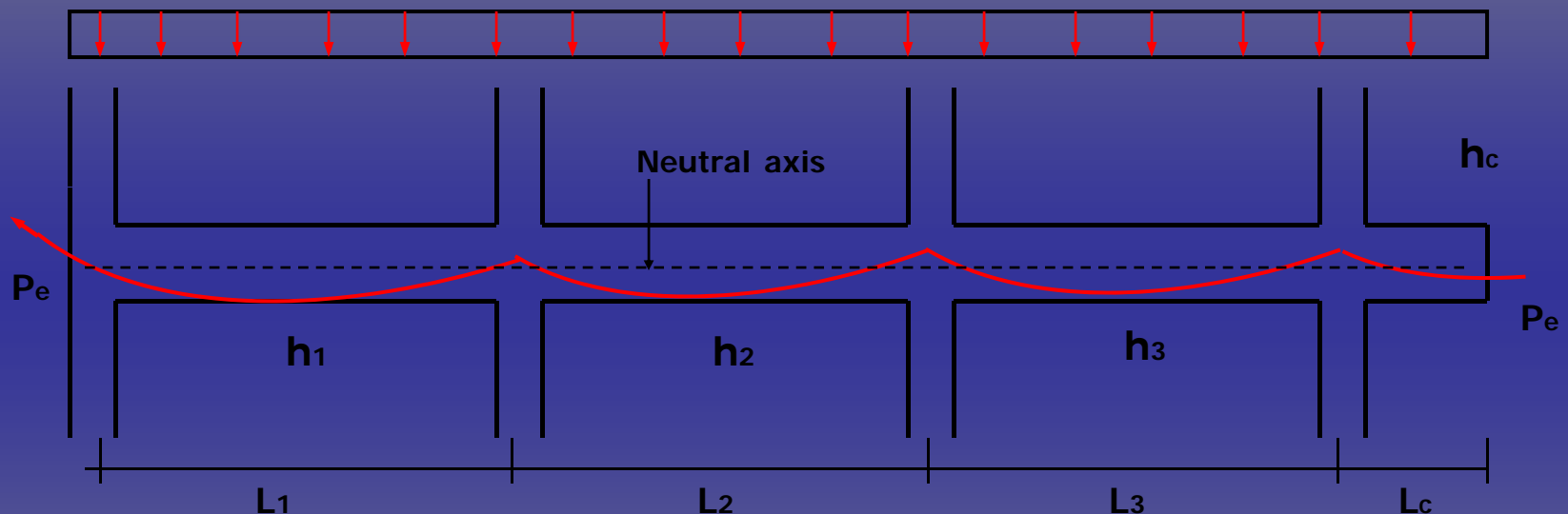
نوع البلاطة	الحمولة الكلية المطبقة (kN/m ²)	نسبة طول المجاز/السماكة 6m ≤ L ≤ 13m	
بلاطة فطرية	2.5	40*/45**	
	5.0	36*/40**	
	10.0	30*/36**	
بلاطة فطرية مع جسور ساقطة قليلة الارتفاع	2.5	44*/48**	
	5.0	40*/45**	
	10.0	34*/40	
بلاطة مع جسور ساقطة عميقة*		slab	beam
	2.5	45*/48**	25*/35**
	5.0	40*/45**	22*/30**
	10.0	35*/40**	18*/25**
بلاطة مع جسور طويلة		slab	beam
	2.5	45*/48**	20*/25**
	5.0	40*/45**	16*/20**
	10.0	35*/40**	13*/15**

* Recommended by The Concrete Society

** Recommended by The Post-Tensioning Institute

مبدأ موازنة الحمولة الخارجية

Load balancing of effective prestressing forces

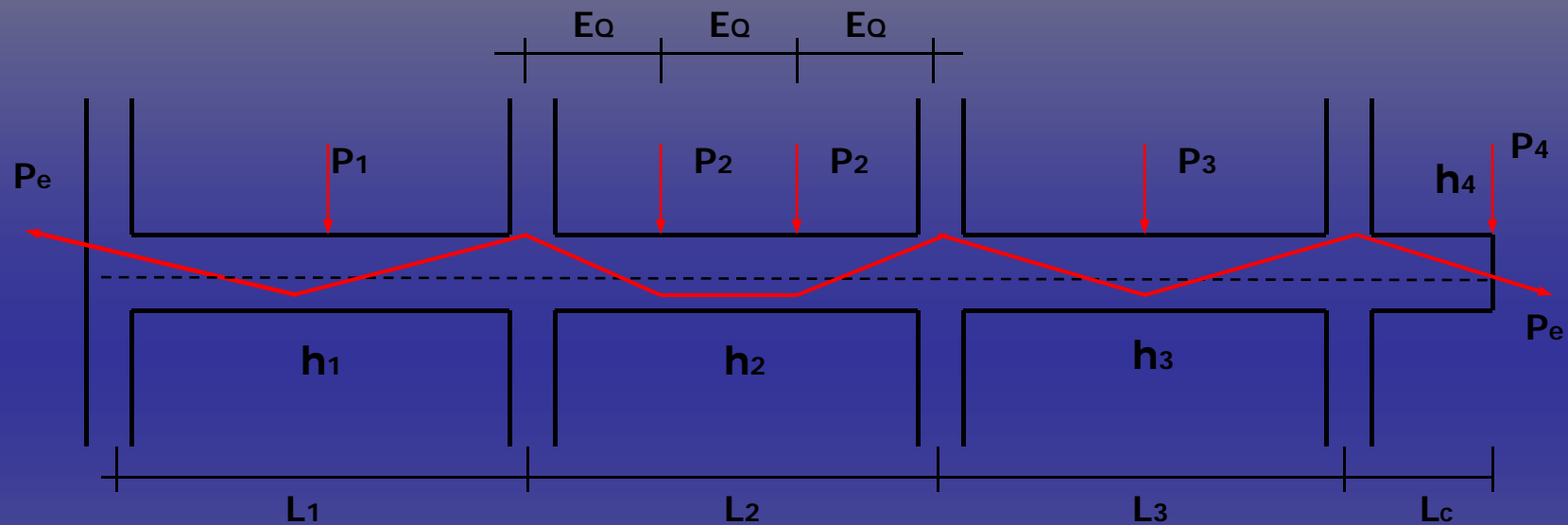


For external and internal spans	For cantilever
$P_e = \frac{w_B L_1^2}{8h_1} = \frac{w_B L_2^2}{8h_2} = \frac{w_B L_3^2}{8h_3}$	$P_e = \frac{w_B L_c^2}{2h_c}$

Load balancing for uniform distributed load

مبدأ موازنة الحمولة الخارجية

Load balancing of effective prestressing forces



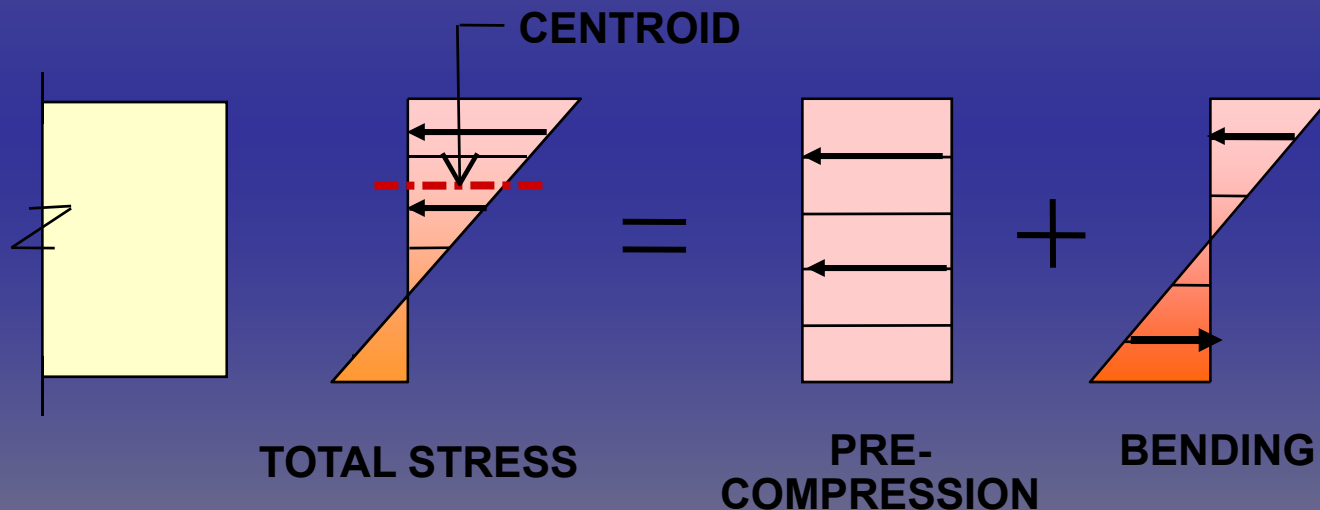
For external and internal spans	For cantilever
$P_e = \frac{P_1 L_1}{4h_1} = \frac{P_2 L_2}{3h_2} = \frac{P_3 L_3}{4h_3}$	$P_e = \frac{P_4 L_c}{h_c}$

Load balancing for concentrated load.

مبدأ الانضغاطية الوسطية

Average Pre-compression

وهي بالتعريف القوة الفعالة لل Post Tension مقسومة على مساحة مقطع
المساحة المطبقة (Tributary)



مبدأ الانضغاطية الوسطية

Pre-compression

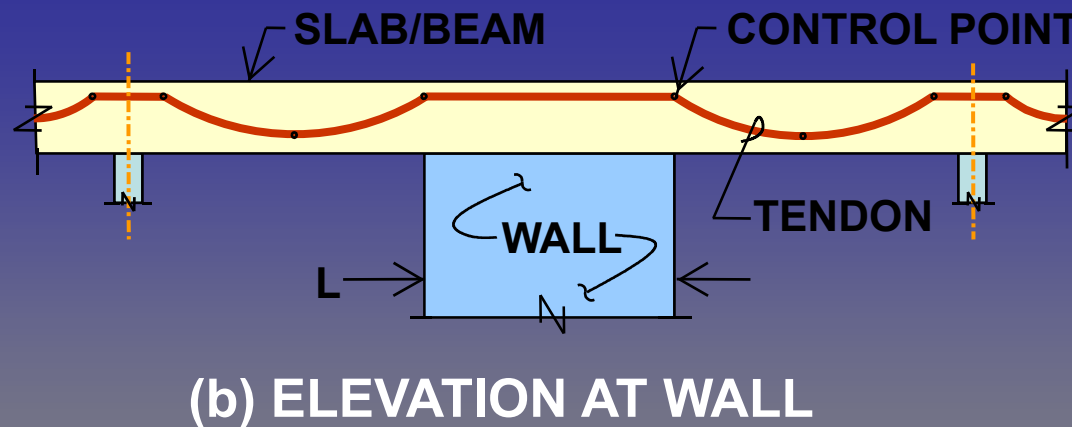
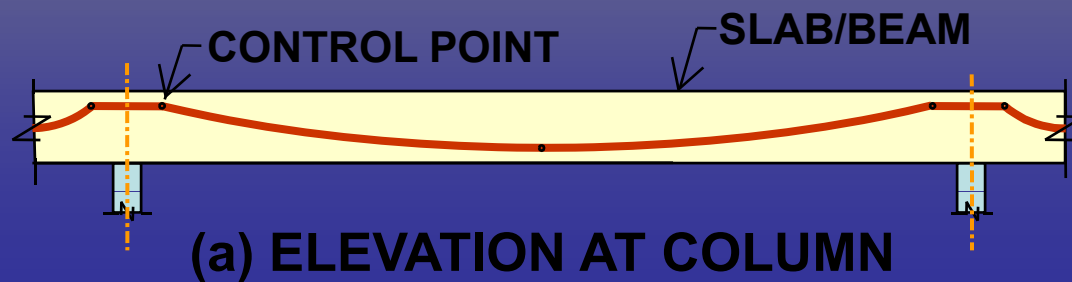
- الحد الأدنى حسب كود ال ACI 2008
– 0.85 Mpa
- ما يستخدم عادة في التصميم
– 1.00 Mpa
- الحد الأعلى حسب كود ال ACI 2008 : UPPER OPTIMUM
– للبلاطات : 2.0 MPa وللجوائز 2.50 MPa
- يجب الانتباه لتأثير العناصر الإنشائية الأخرى على قوة ال P.T.

Tendon layout

- ▣ Tendon shape (profile)
- ▣ Tendon drape
- ▣ Banded/distributed layout
- ▣ Tendon stressing
- ▣ Special layout arrangement

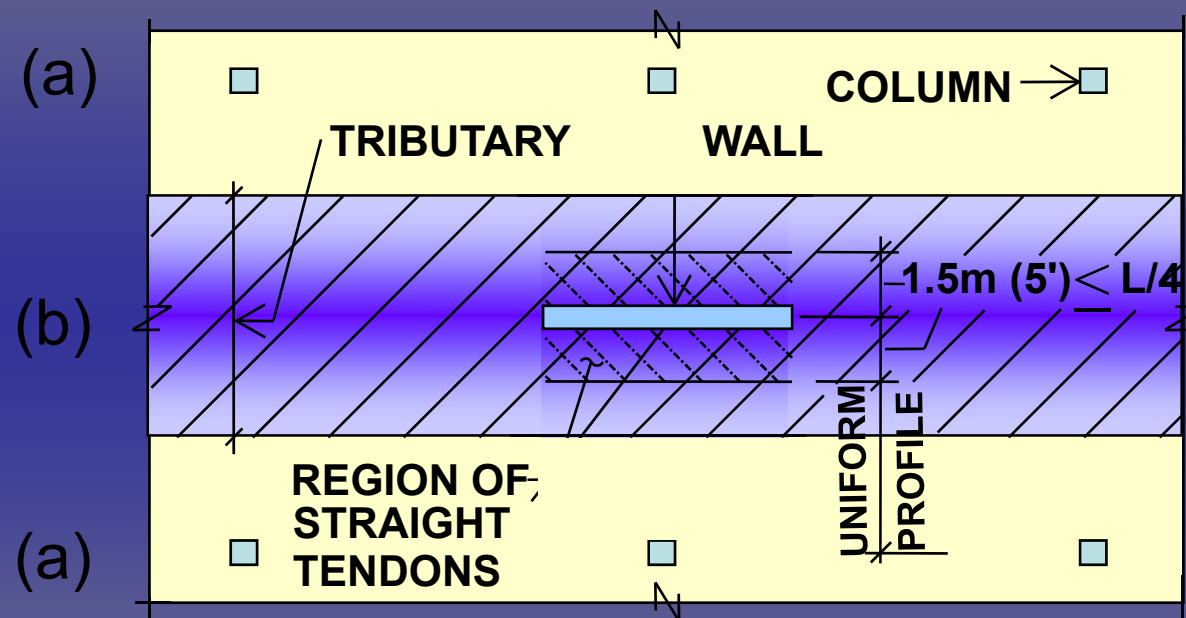
Tendon Profile

Tendon Layout Over and Adjacent to a Wall



Tendon Profile

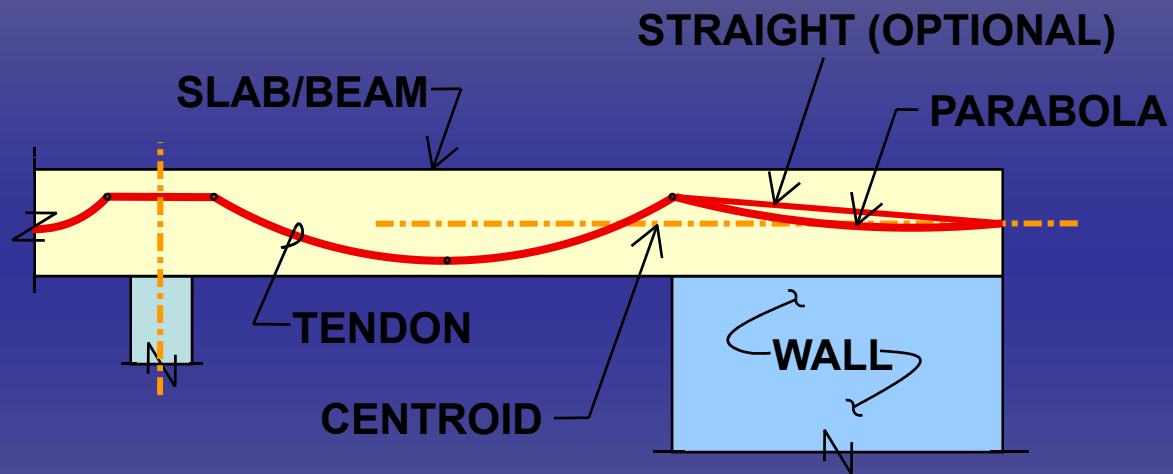
Tendon Layout Over and Adjacent to a Wall



(c) PARTIAL PLAN OF SLAB
DISTRIBUTED DIRECTION

Tendon Profile

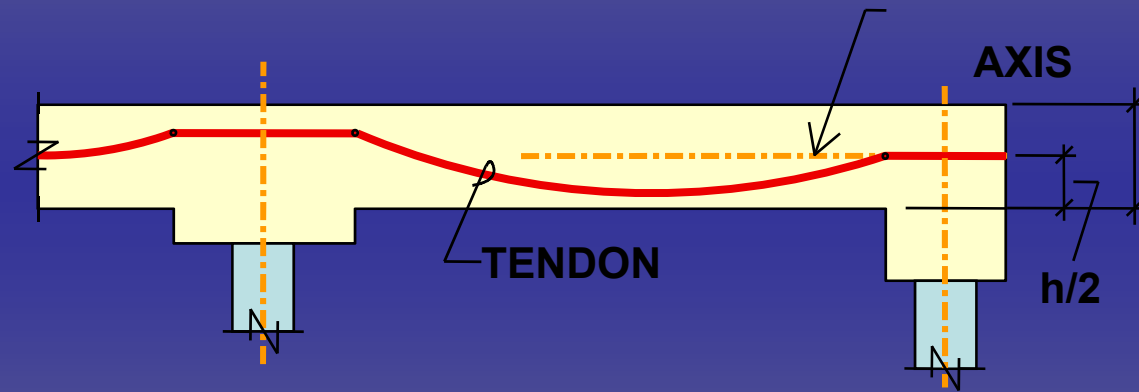
Tendon Profile and Anchorage at Exterior Support



(a) SLAB/BEAM AND EXTERIOR WALL

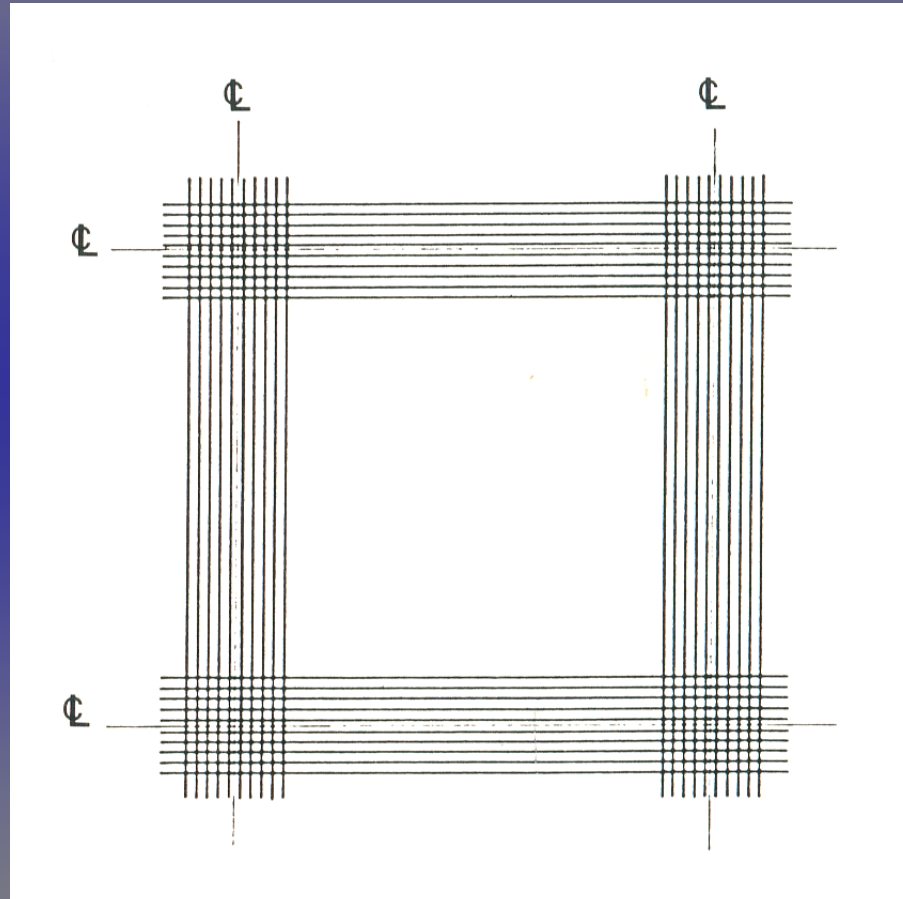
Tendon Profile

Tendon Profile and Anchorage at Exterior Support



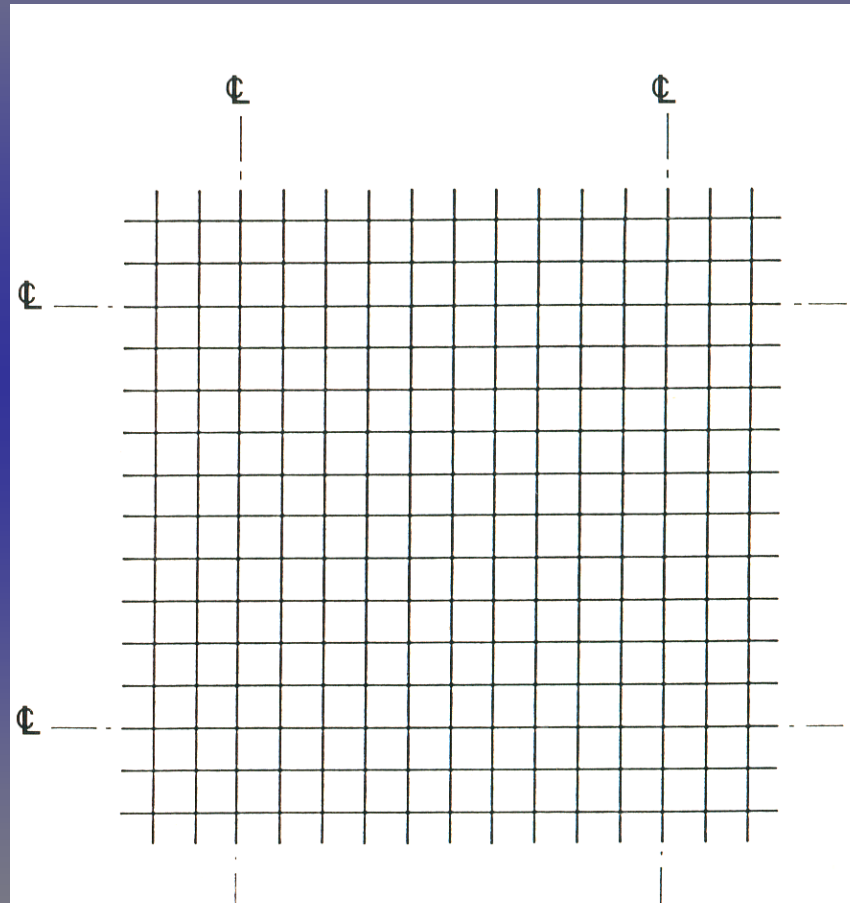
(b) ANCHORAGE AT EXTERIOR SUPPORT

Tendon Layout in Plan



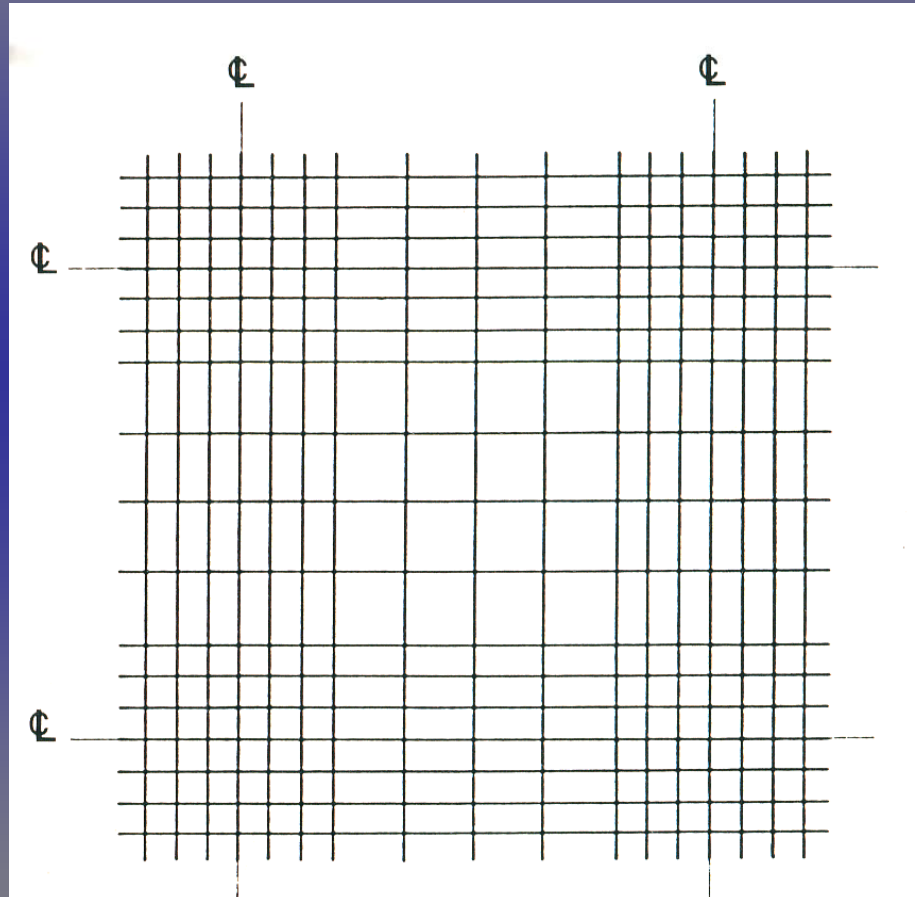
Fully banded tendon

Tendon Layout in Plan



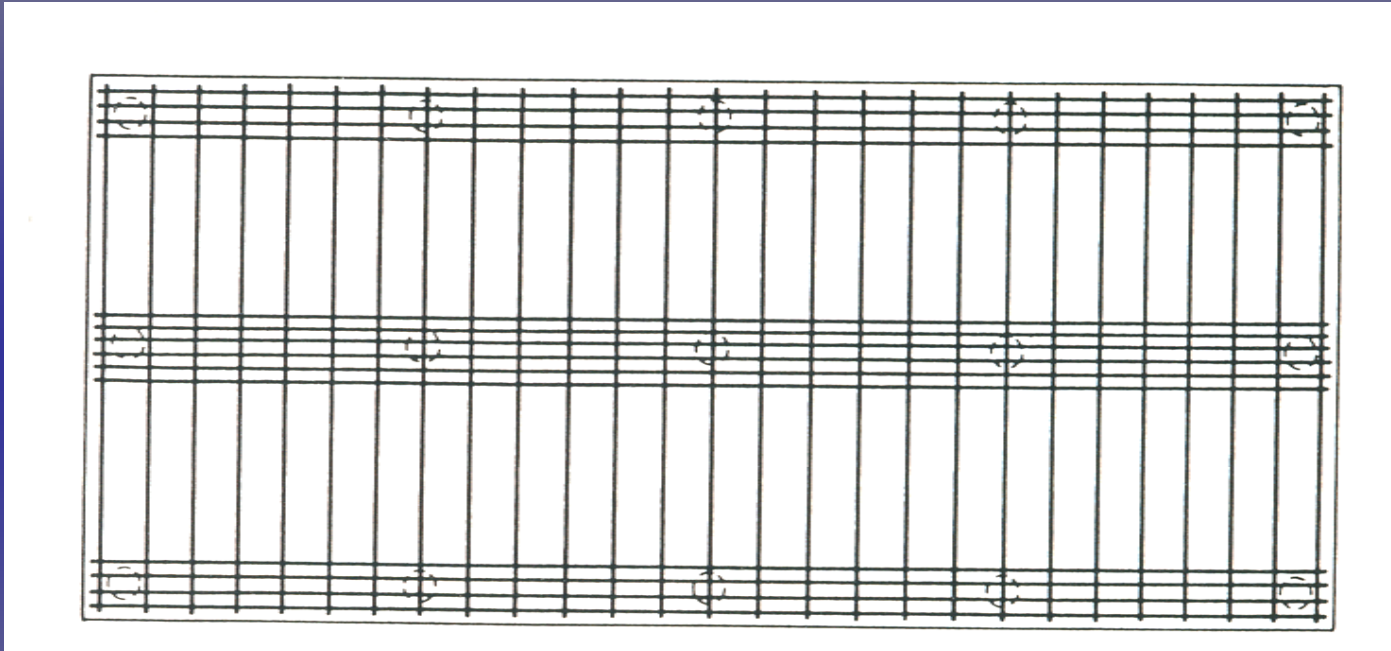
Uniformly distributed tendon

Tendon Layout in Plan



50% banded plus 50% evenly distributed tendons over full width

Tendon Layout in Plan



Tendon fully banded in one direction and uniformly distributed in the other direction

Tendon Layout in Plan

Tendon Arrangement

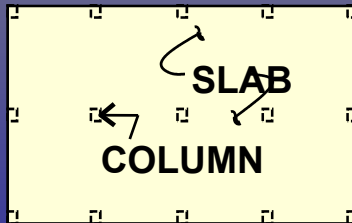


Use banded tendons in one-direction,
distributed in the orthogonal direction.

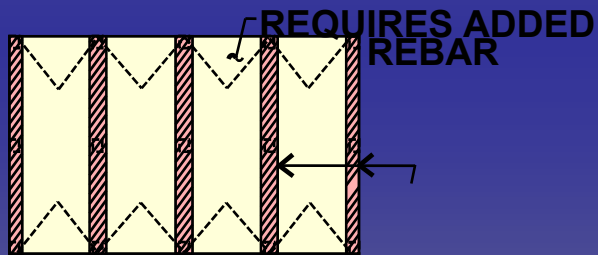
Tendon Layout in Plan

Tendon Layout Options

Aligned Columns



(a) PLAN

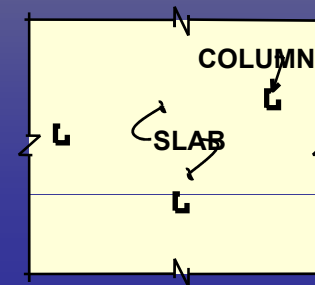


(b) BANDS IN THE SHORT DIRECTION

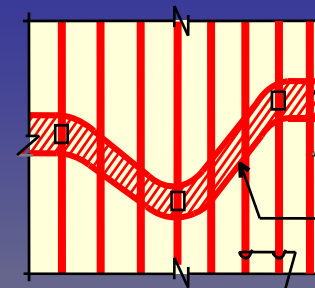


(c) BANDS IN THE LONG DIRECTION

Non-Aligned Columns



(a) PARTIAL PLAN



BAILED TENDONS
DISTRIBUTED TENDONS
(b) TENDON LAYOUT

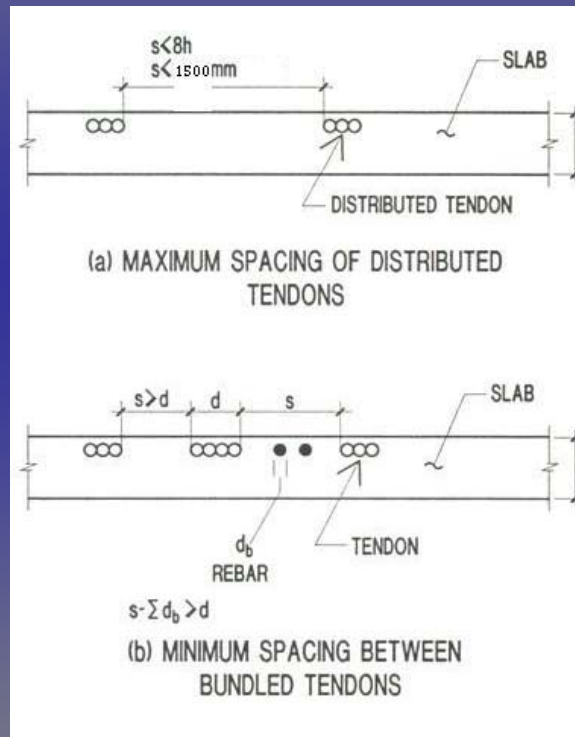
Tendon Layout in Plan

Banded tendon swerves over non-aligned supports



التباعد بين ال Tendons في المسقط

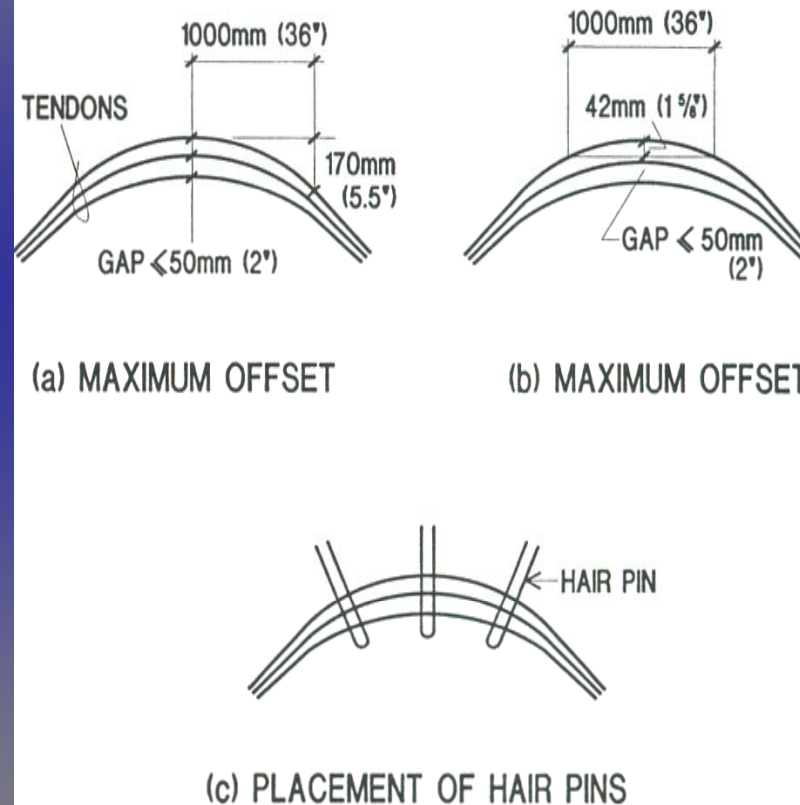
Tendon spacing in slabs



Source: Aalami and Bommer (1999)

التباعد بين ال Tendons في المسقط

Tendon placement at horizontal curves



التصميم : التحقق من حالة الاستثمار

load combinations : حالات التحميل

حسب كود ال ACI 2008

1. حالة حد الاستثمار : Service conditions

1. Sustained condition : $1.0 (SW+DL)+0.3 LL+1.0 P.T$
2. Total service condition : $1.0 (SW+DL)+1.0 LL+1.0 P.T$

2. حالة الشد الابتدائي : Initial condition

$$1.0 SW+0.0 LL+1.15 P.T.$$

3. حالة الحد الأقصى : Ultimate condition

- حمولة حية + ميتة : $1.2 (SW+DL)+1.6 LL+1.0 P.T.$
- حمولة ميتة فقط : $1.4 (SW+DL)+1.0 P.T.$

التصميم : التحقق من حالة الاستثمار

load combinations : حالات التحميل

حسب كود ال EC

4. حالة السهم طويل الأمد المتشقق : Cracked Long Term Deflection :
3.0 DL+1.5 LL+3.0 P.T.

Table 6: Factor taking account of long-term effects.

Loading	Factor related to short-term elastic deflection value
Dead	3.0
Post-tensioning (after losses)	3.0
Live	1.5

Note: The factor should be applied to the deflections obtained from an elastic analysis of the structure using the quasi-permanent load combination.

ما يؤخذ عادة هو : 3.0 DL+1.0 LL+3.0 P.T.

التصميم : التحقق من حالة الاستثمار

Serviceability requirements- flexural members

اجهادات الشد المسموحة لحالة الاستثمار

18.3.3 — Prestressed flexural members shall be classified as Class U, Class T, or Class C based on f_t , the computed extreme fiber stress in tension in the precompressed tensile zone calculated at service loads, as follows:

- (a) Class U: $f_t \leq 0.62 \sqrt{f'_c}$
- (b) Class T: $0.62 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0 \sqrt{f'_c}$
- (c) Class C: $f_t > 1.0 \sqrt{f'_c}$

Prestressed two-way slab systems shall be designed as Class U with $f_t \leq 0.50 \sqrt{f'_c}$.

التصميم : التحقق من حالة الاستثمار

Serviceability requirements- flexural members

اجهادات الشد المسموحة لحالة الاستثمار

TABLE R18.3.3 — SERVICEABILITY DESIGN REQUIREMENTS

	Prestressed			Nonprestressed
	Class U	Class T	Class C	
Assumed behavior	Uncracked	Transition between uncracked and cracked	Cracked	Cracked
Section properties for stress calculation at service loads	Gross section 18.3.4	Gross section 18.3.4	Cracked section 18.3.4	No requirement
Allowable stress at transfer	18.4.1	18.4.1	18.4.1	No requirement
Allowable compressive stress based on uncracked section properties	18.4.2	18.4.2	No requirement	No requirement
Tensile stress at service loads 18.3.3	$\leq 0.62 \sqrt{f'_c}$	$0.62 \sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	No requirement	No requirement
Deflection calculation basis	9.5.4.1 Gross section	9.5.4.2 Cracked section, bilinear	9.5.4.2 Cracked section, bilinear	9.5.2, 9.5.3 Effective moment of inertia
Crack control	No requirement	No requirement	10.6.4 Modified by 18.4.4.1	10.6.4
Computation of Δf_{ps} or f_s for crack control	—	—	Cracked section analysis	$M/(A_s \times \text{lever arm})$, or $0.6f_y$
Side skin reinforcement	No requirement	No requirement	10.6.7	10.6.7

التصميم : التحقق من حالة الاستثمار

Serviceability requirements- flexural members

اجهادات الضغط المسموحة لحالة الاستثمار

وذلك لحالة مقطع غير متشقق وبعد السماح بكل ضياعات ال P.T

18.4.2 — For Class U and Class T prestressed flexural members, stresses in concrete at service loads (based on uncracked section properties, and after allowance for all prestress losses) shall not exceed the following:

- (a) Extreme fiber stress in compression due to prestress plus sustained load..... $0.45f'_c$
- (b) Extreme fiber stress in compression due to prestress plus total load $0.60f'_c$

Source: ACI 318-08

التصميم : التحقق من حالة البداية

اجهادات الضغط والشد المسموحة لحالة الشد الابتدائي (عند بداية نقل الحمولة)
وذلك قبل حصول ضياعات في ال P.T

18.4 — Serviceability requirements — Flexural members

18.4.1 — Stresses in concrete immediately after prestress transfer (before time-dependent prestress losses):

(a) Extreme fiber stress in compression except as permitted in (b) shall not exceed $0.60 f'_{ci}$

(b) Extreme fiber stress in compression at ends of simply support members shall not exceed $0.70 f'_{ci}$

(c) Where computed concrete tensile strength, f_t , exceeds $0.5 \sqrt{f'_{ci}}$ at ends of simply supported

members, or $0.25 \sqrt{f'_{ci}}$ at other locations, additional bonded reinforcement shall be provided in the tensile zone to resist the total tensile force in concrete computed with the assumption of an uncracked section.

$$f'_{ci} = 0.75 f'_c$$

Source: ACI 318-08

التصميم : التحقق من حالة الاستثمار

الاجهادات المسموحة في حديد ال P.T

Permissible stresses in prestressing steel

18.5.1 — Tensile stress in prestressing steel shall not exceed the following:

(a) Due to prestressing steel jacking force $0.94f_{py}$

but not greater than the lesser of $0.80f_{pu}$ and the maximum value recommended by the manufacturer of prestressing steel or anchorage devices.

(b) Immediately after prestress transfer $0.82f_{py}$

but not greater than $0.74f_{pu}$.

(c) Post-tensioning tendons, at anchorage devices and couplers, immediately after force transfer $0.70f_{pu}$

التصميم : التحقق من حالة الاستثمار

Serviceability limit state after all losses

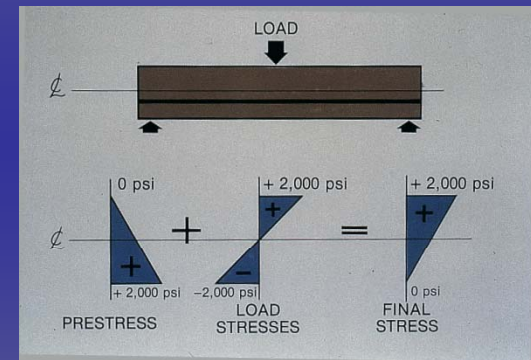
The bending moments calculated from the critical loading conditions given, including the tendonn effects, provide the serviceability stresses at each section using:

Top fiber stress

$$f_t = \frac{P}{A_c} + \frac{M}{z_t}$$

Bottom fiber stress

$$f_b = \frac{P}{A_c} - \frac{M}{z_b}$$



$$M = M_A - Pe + M_S$$

Where: z_t = the top section modulus

z_b = the bottom section modulus

M = the total out of section moment

e = eccentricity of tendons, taken as positive below

M_A = applied moment due to dead and live loads

M_S = moment from prestress secondary effects

التصميم : التحقق من حالة الاستثمار

Serviceability requirements- flexural members

شرط السهم : Deflection limitation

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load) [†]	$\ell/480^{\ddagger}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{\S}$

*Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

[†]Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

[‡]Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

[§]Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

ACI 318 Building Code and Commentary

Source: ACI318-08

التصميم : التحقق من حالة الحد الأقصى

Flexural strength of section – ACI 318-08 clause 18.7

العزم المقاوم للمقطع

$$\phi M_n = \phi \{ A_{ps} * f_{ps} (d_p - a/2) + A_s * f_y (d_r - a/2) \}$$

18.7 — Flexural strength

18.7.1 — Design moment strength of flexural members shall be computed by the strength design methods of the Code. For prestressing steel, f_{ps} shall be substituted for f_y in strength computations.

18.7.2 — As an alternative to a more accurate determination of f_{ps} based on strain compatibility, the following approximate values of f_{ps} shall be permitted to be used if f_{se} is not less than $0.5f_{pu}$.

(a) For members with bonded tendons

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\} \quad (18-3)$$

where ω is $\rho f_y / f'_c$, ω' is $\rho' f_y / f'_c$, and γ_p is 0.55 for f_{py} / f_{pu} not less than 0.80; 0.40 for f_{py} / f_{pu} not less than 0.85; and 0.28 for f_{py} / f_{pu} not less than 0.90.

التصميم : التحقق من حالة الحد الأقصى

Flexural strength of section – ACI 318-08 clause 18.7.3

18.7.3 — Nonprestressed reinforcement conforming to 3.5.3, if used with prestressing steel, shall be permitted to be considered to contribute to the tensile force and to be included in moment strength computations at a stress equal to f_y . Other nonprestressed reinforcement

التصميم : التحقق من حالة الحد الأقصى

Shear strength of sections- ACI 318-08 clause 11.3

11.3 — Shear strength provided by concrete for prestressed members

11.3.1 — For the provisions of 11.3, d shall be taken as the distance from extreme compression fiber to centroid of prestressed and nonprestressed longitudinal tension reinforcement, if any, but need not be taken less than $0.80h$.

11.3.2 — For members with effective prestress force not less than 40 percent of the tensile strength of flexural reinforcement, unless a more detailed calculation is made in accordance with 11.3.3,

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (11-9)$$

but V_c need not be taken less than $0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$. V_c shall not be taken greater than $0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ or the value given in 11.3.4 or 11.3.5. $V_u d_p / M_u$ shall not be taken greater than 1.0, where M_u occurs simultaneously with V_u at the section considered.

11.3.3 — V_c shall be permitted to be computed in accordance with 11.3.3.1 and 11.3.3.2, where V_c shall be the lesser of V_{ci} and V_{cw} .

11.3.3.1 — V_{ci} shall be computed by

$$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (11-10)$$

where d_p need not be taken less than $0.80h$ and

$$M_{cre} = (I/y_t)(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (11-11)$$

and values of M_{max} and V_i shall be computed from the load combination causing maximum factored moment to occur at the section. V_{ci} need not be taken less than $0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$.

11.3.3.2 — V_{cw} shall be computed by

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad (11-12)$$

where d_p need not be taken less than $0.80h$.

Alternatively, V_{cw} shall be computed as the shear force corresponding to dead load plus live load that results in a principal tensile stress of $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ at the centroidal axis of member, or at the intersection of flange and web when the centroidal axis is in the flange. In composite members, the principal tensile stress shall be computed using the cross section that resists live load.

التصميم : التحقق من حالة الحد الأقصى

Shear strength of sections- ACI 318-08 clause 11.11.2.2

11.11.2.2 — At columns of two-way prestressed slabs and footings that meet the requirements of **18.9.3**

$$V_c = (\beta_p \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_o d + V_p \quad (11-34)$$

where β_p is the smaller of 3.5 and $0.083(\alpha_s d/b_o + 1.5)$, α_s is 40 for interior columns, 30 for edge columns, and 20 for corner columns, b_o is perimeter of critical section defined in **11.11.1.2**, f_{pc} is taken as the average value of f_{pc} for the two directions, and V_p is the vertical component of all effective prestress forces crossing the critical section. V_c shall be permitted to be computed by Eq. (11-34) if the following are satisfied; otherwise, 11.11.2.1 shall apply:

- (a) No portion of the column cross section shall be closer to a discontinuous edge than four times the slab thickness;
- (b) The value of $\sqrt{f'_c}$ used in **Eq. (11-34)** shall not be taken greater than 5.8 MPa; and
- (c) In each direction, f_{pc} shall not be less than 0.9 MPa, nor be taken greater than 3.5 MPa.

compressive stress in concrete (after allowance for all prestress losses) at centroid of cross section resisting externally applied loads or at junction of web and flange when the centroid lies within the flange, MPa.

التصميم : التحقق من حالة الحد الأقصى

Shear strength of sections- ACI 318-08 clause 11.11.2.2

في الحالات التي يكون فيها المسافة بين طرف البلاطة وطرف العمود أقل من 4 مرات سماكة البلاطة , فإن أثر سبق الاجهاد لا يدخل بعين الاعتبار في الحساب ويعامل المقطع كمقطع عادي

In a prestressed slab with distributed tendons, the V_p term in **Eq. (11-34)** contributes only a small amount to the shear strength; therefore, it may be conservatively taken as zero. If V_p is to be included, the tendon profile assumed in the calculations should be noted.

For an exterior column support where the distance from the outside of the column to the edge of the slab is less than four times the slab thickness, the prestress is not fully effective around b_o , the total perimeter of the critical section. Shear strength in this case is therefore conservatively taken the same as for a nonprestressed slab.

التصميم : التحقق من حالة الحد الأقصى

Shear strength of sections- ACI 318-08 clause 11.11.7.2

At column of two way prestressed slabs and footings

11.11.7.2 — The shear stress resulting from moment transfer by eccentricity of shear shall be assumed to vary linearly about the centroid of the critical sections defined in **11.11.1.2**. The maximum shear stress due to V_u and M_u shall not exceed ϕv_n :

(a) For members without shear reinforcement,

$$\phi v_n = \phi V_c / (b_o d) \quad (11-38)$$

where V_c is as defined in **11.11.2.1** or **11.11.2.2**.

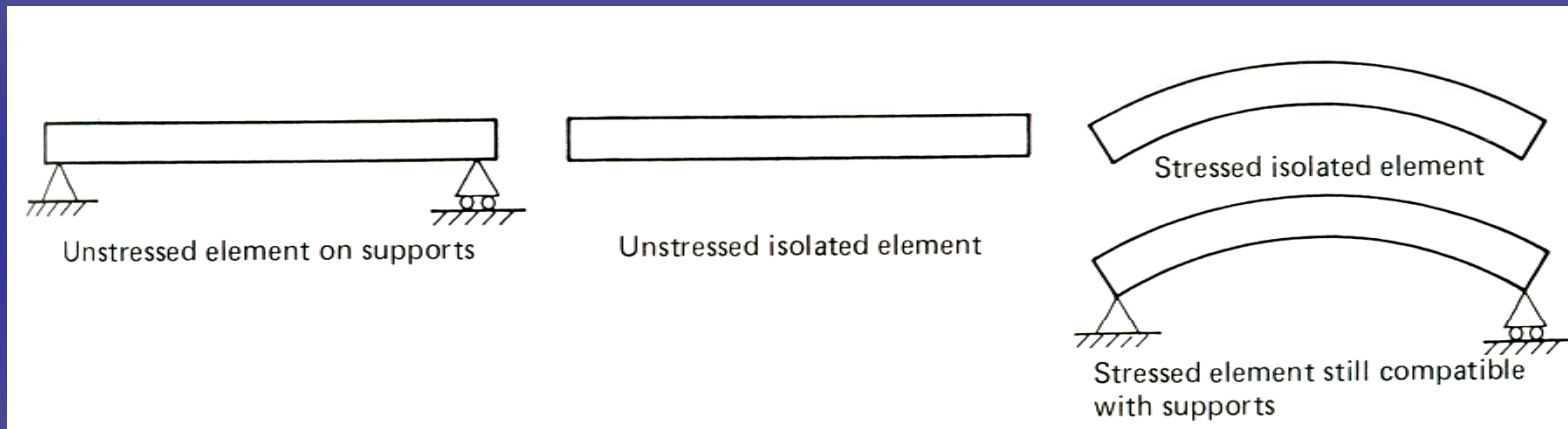
(b) For members with shear reinforcement other than shearheads,

$$\phi v_n = \phi (V_c + V_s) / (b_o d) \quad (11-39)$$

where V_c and V_s are defined in **11.11.3.1**. The design shall take into account the variation of shear stress around the column. The shear stress due to factored shear force and moment shall not exceed $\phi(0.17 \lambda \sqrt{f'_c})$ at the critical section located $d/2$ outside the outermost line of stirrup legs that surround the column.

الأثر الثانوي لسبق الإجهاد

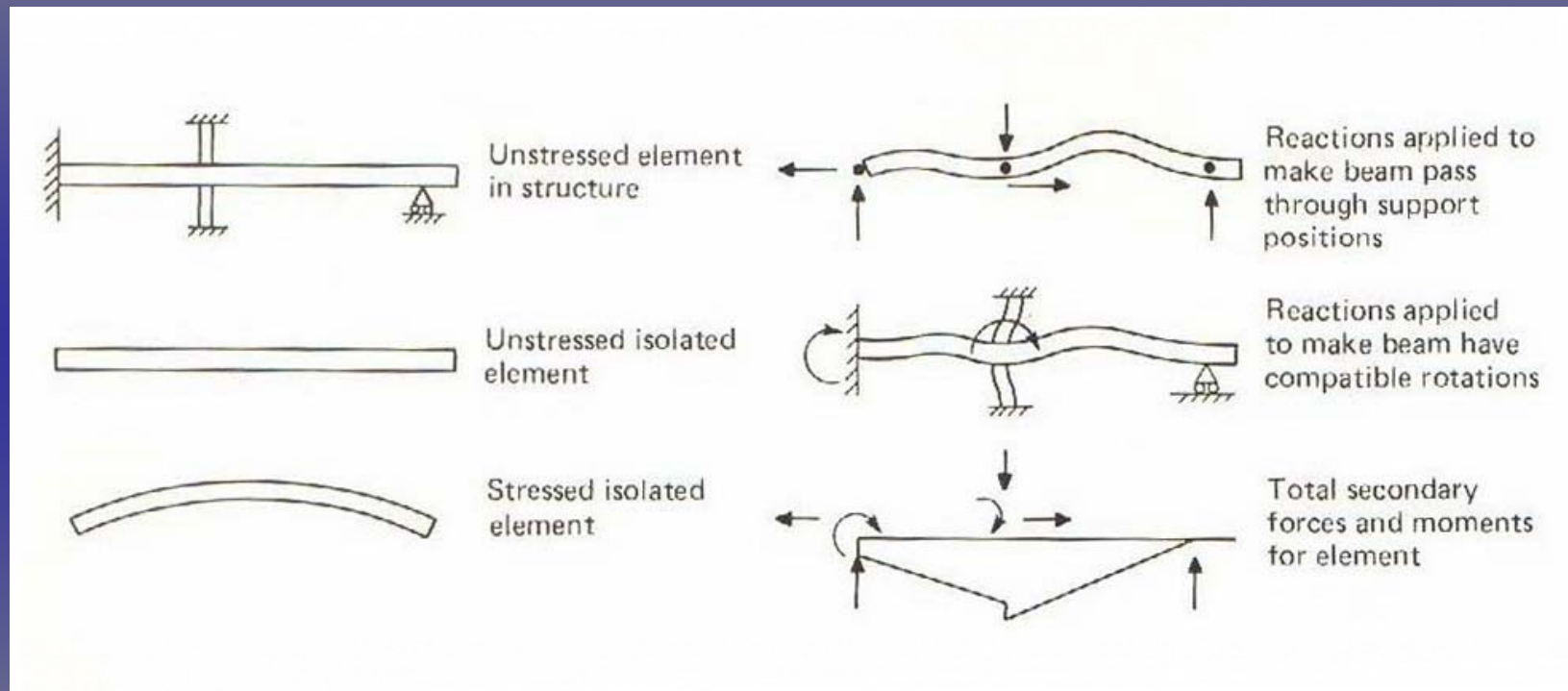
Secondary effects- hyperstatic



- Prestressed element as part of a statically determinate structure

الأثر الثانوي لسبق الإجهاد

Secondary effects- hyperstatic



- Reactions on a prestressed element due to secondary effects

أثر القيود على تقلص البلاطة

Effect of restraint to floor shortening

يجب أن يسمح لبلاطات ال P.T. بالتقلص بحرية وذلك حتى يتم تطبيق قوة سبق الإجهاد بشكل صحيح .
التقلص في البلاطة يحدث عادة بسبب :

1. تقلص مرن نتيجة سبق الإجهاد (أثناء شد ال Strands)
Elastic shortening due to the prestress force
2. تقلص بسبب الزحف الناتج عن سبق الإجهاد (طويل الأمد)
Creep shortening due to the prestress force
3. تقلص نتيجة انكماش الببتون (طويل الأمد)
Shrinkage of concrete

أثر القيود على تقلص البلاطة

*مثال عملي على نسبة مساهمة العوامل السابقة في تقلص البلاطة :

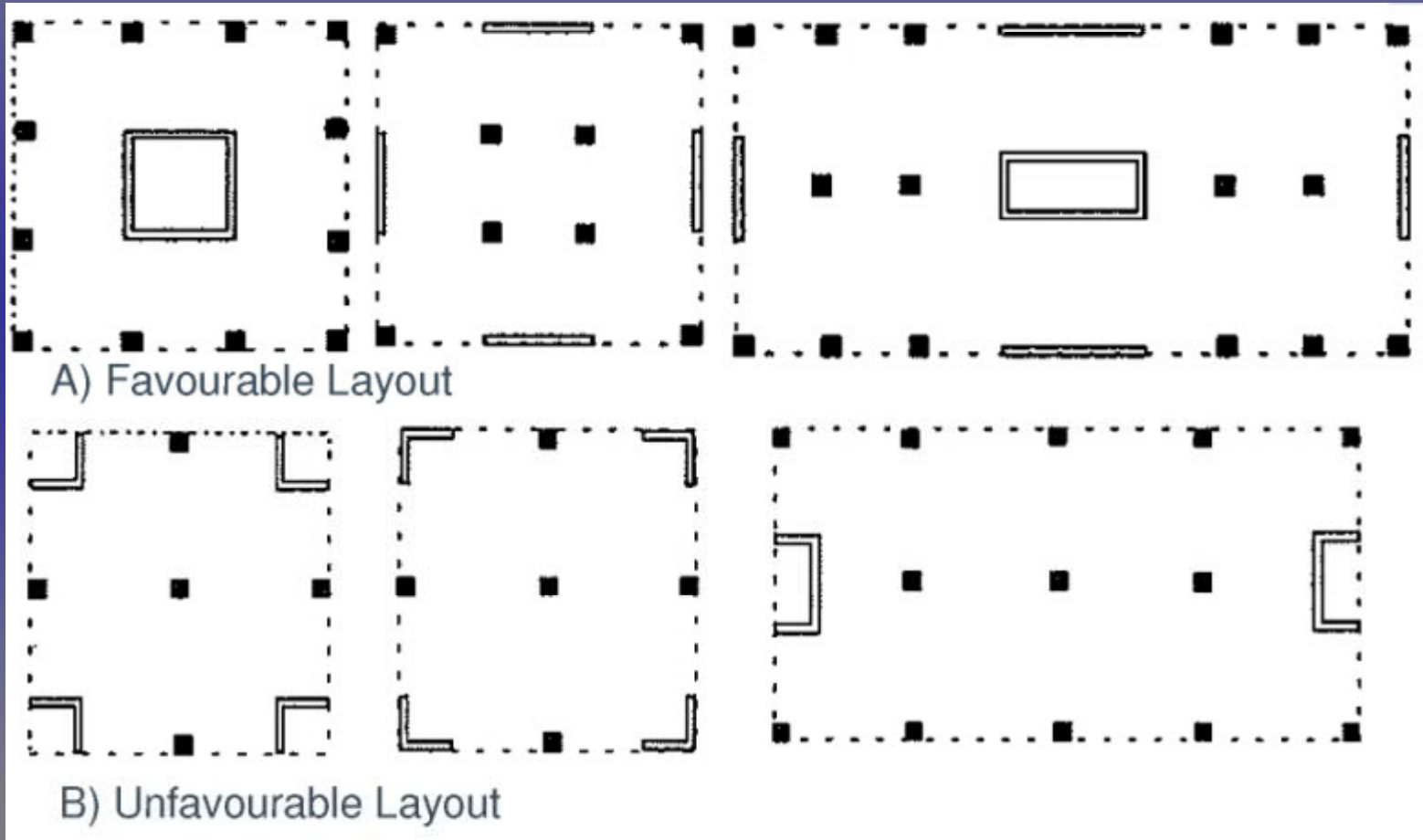
DESCRIPTION	PERCENTAGE %
SHRINKAGE (SH)	66
CREEP (CR)	11
ELASTIC SHORTENING (ES)	7
TEMPERATURE (ES)	16
TOTAL	100

* For a parking structure in southern California

Source: Aalami (d)

أثر القيود على تقلص البلاطة

أفضل توزيع لجدران القص في المسقط



Source: ATKINS

أثر القيود على تقلص البلاطة

حديد التسليح المطلوب لتعويض الضياع في سبق الإجهاد قرب المساند ذات القساوة العالية

in slabs stressed in two directions. Where there is restraint in the direction of prestressing (e.g. a shear wall) reinforcement should be placed parallel to the restraint to reduce and distribute any cracking as shown in Figure 57.

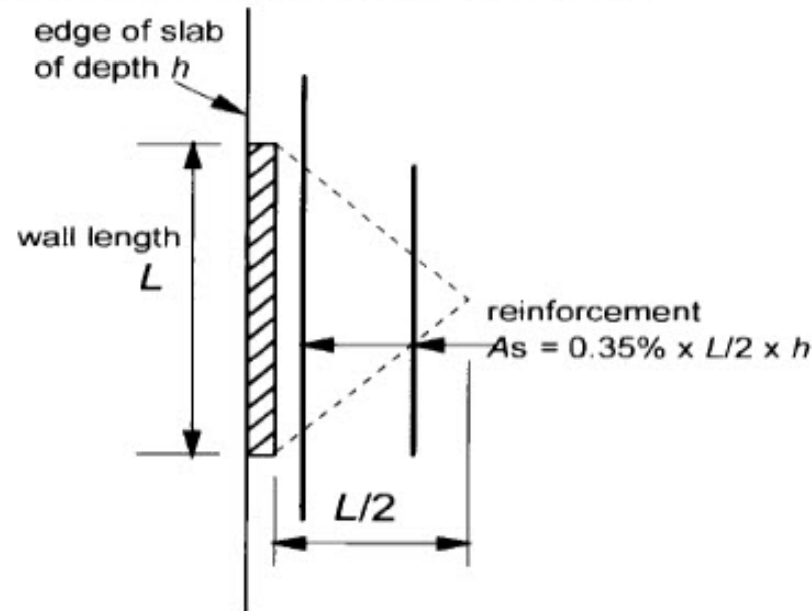


Figure 57: Distribution reinforcement close to restraining wall.

Source: TR43-2005

الضیاعات فی بلاطات مسبقة الإجهاد

Loss of Pre-stressing Forces

- ❖ Immediate loss of stress
 - Friction loss
 - Seating loss (draw-in)
- ❖ Elastic shortening
- ❖ Long-term losses
 - Relaxation in prestressing
 - Shrinkage in concrete
 - Creep in concrete
- ❖ Others, such as
 - Change in stress due to flexing of member under applied loading
 - Aging of concrete
 - Temperature

الضياعات في بلاطات مسبقة الإجهاد

Loss due to Friction and Seating – ACI 318-08 clause 18.6.2

**TABLE R18.6.2 — FRICTION COEFFICIENTS
FOR POST-TENSIONED TENDONS FOR USE
IN EQ. (18-1) OR (18-2)**

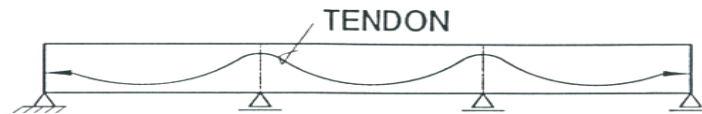
		Wobble coefficient, K per meter	Curvature coefficient, μ_p per radian
Grouted tendons in metal sheathing	Wire tendons	0.0033-0.0049	0.15-0.25
	High-strength bars	0.0003-0.0020	0.08-0.30
	7-wire strand	0.0016-0.0066	0.15-0.25
Unbonded tendons	Mastic coated	Wire tendons	0.0033-0.0066
		7-wire strand	0.0033-0.0066
	Pre- greased	Wire tendons	0.0010-0.0066
		7-wire strand	0.0010-0.0066

Friction coefficients for post-tensioned tendon

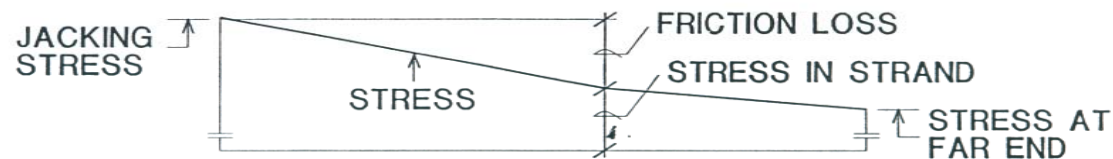
Source: ACI 318-08

الضیاعات فی بلاطات مسبقة الإجهاد

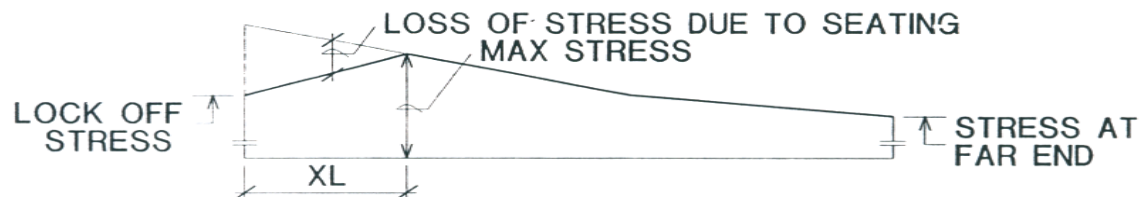
Loss due to Friction and Seating



(a) - ELEVATION OF A BEAM WITH TWO END STRESSED TENDON



(b) - DISTRIBUTION OF STRESS DUE TO PULL FROM LEFT PRIOR TO SEATING OF TENDON



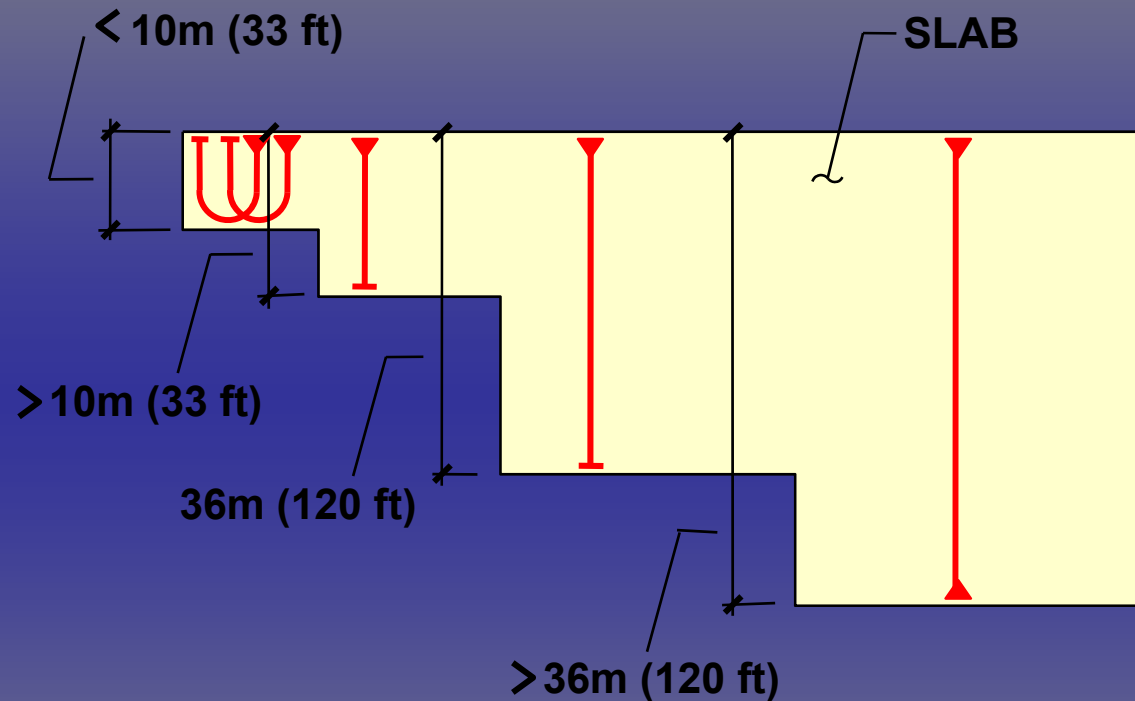
(c) - DISTRIBUTION OF STRESS IN STRAND DUE TO PULL FROM LEFT IMMEDIATELY AFTER SEATING OF TENDON

Friction loss diagrams

Source: ADAPT (2006)

الضياعات في بلاطات مسبقة الإجهاد

One-end and Two-end Stressing



— DEAD END

— STRESSING END

JACKING STRESS 80% OF ULTIMATE STRENGTH

EFFECTIVE FORCE = 120kN (27k) FOR 12mm (0.5") STRAND

Source: Aalami (a)

الحد الأدنى من حديد التسليح

Minimum bonded reinforcement as per ACI 2008 clause 18.9.3.3

1. في البلاطات ال **Bonded** لا توجد حاجة لوضع حد أدنى من الحديد لو تحقق أن ال **P.T.** كافي لتحقيق متطلبات حد الاستثمار وحد المقاومة
2. في البلاطات ال **Unbonded** توجد حاجة لوضع حد أدنى من الحديد كما يلي :
 1. حديد علوي عند المساند :

18.9.3.3 — In negative moment areas at column supports, the minimum area of bonded reinforcement A_s in the top of the slab in each direction shall be computed by

$$A_s = 0.00075A_{cf} \quad (18-8)$$

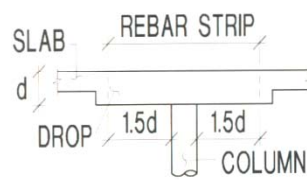
where A_{cf} is the larger gross cross-sectional area of the slab-beam strips in two orthogonal equivalent frames intersecting at a column in a two-way slab.

Bonded reinforcement required by Eq. (18-8) shall be distributed between lines that are $1.5h$ outside opposite faces of the column support. At least four bars or wires shall be provided in each direction. Spacing of bonded reinforcement shall not exceed 300 mm.

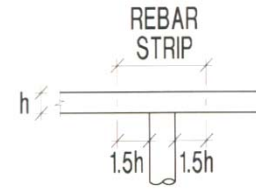
Source: Aalami (2001)

الحد الأدنى من حديد التسليح

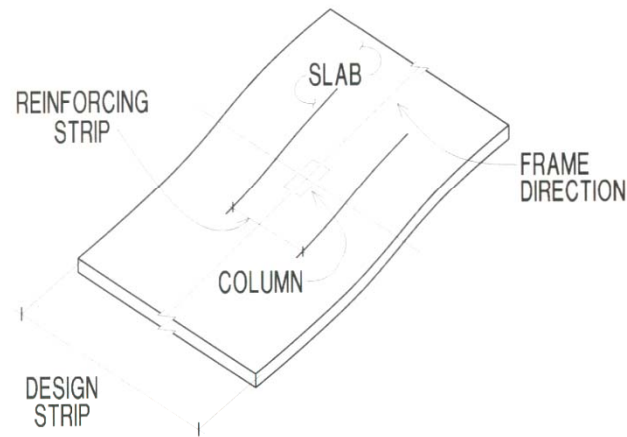
Minimum bonded reinforcement



(a) SLAB WITH DROP



(b) FLAT PLATE



(c) VIEW OF A SLAB JOINT

Strip for placement of minimum bonded top reinforcement

Source: Aalami (2001)

الحد الأدنى من حديد التسليح

Minimum bonded reinforcement as per ACI 2008 clause 18.9.

1. في البلاطات ال Unbonded توجد حاجة لوضع حد أدنى من الحديد كما يلي :
2. حديد سفلي في وسط المجاز :

18.9 — Minimum bonded reinforcement

18.9.1 — A minimum area of bonded reinforcement shall be provided in all flexural members with unbonded tendons as required by 18.9.2 and 18.9.3.

18.9.2 — Except as provided in 18.9.3, minimum area of bonded reinforcement shall be computed by

$$A_s = 0.004A_{ct} \quad (18-6)$$

where A_{ct} is area of that part of cross section between the flexural tension face and center of gravity of gross section.

18.9.2.1 — Bonded reinforcement required by Eq. (18-6) shall be uniformly distributed over precompressed tensile zone as close as practicable to extreme tension fiber.

18.9.2.2 — Bonded reinforcement shall be required

R18.9 — Minimum bonded reinforcement

R18.9.1 — Some bonded reinforcement is required by the Code in members prestressed with unbonded tendons to ensure flexural performance at ultimate member strength, rather than as a tied arch, and to limit crack width and spacing at service load when concrete tensile stresses exceed the modulus of rupture. Providing the minimum bonded reinforcement as stipulated in 18.9 helps to ensure adequate performance.

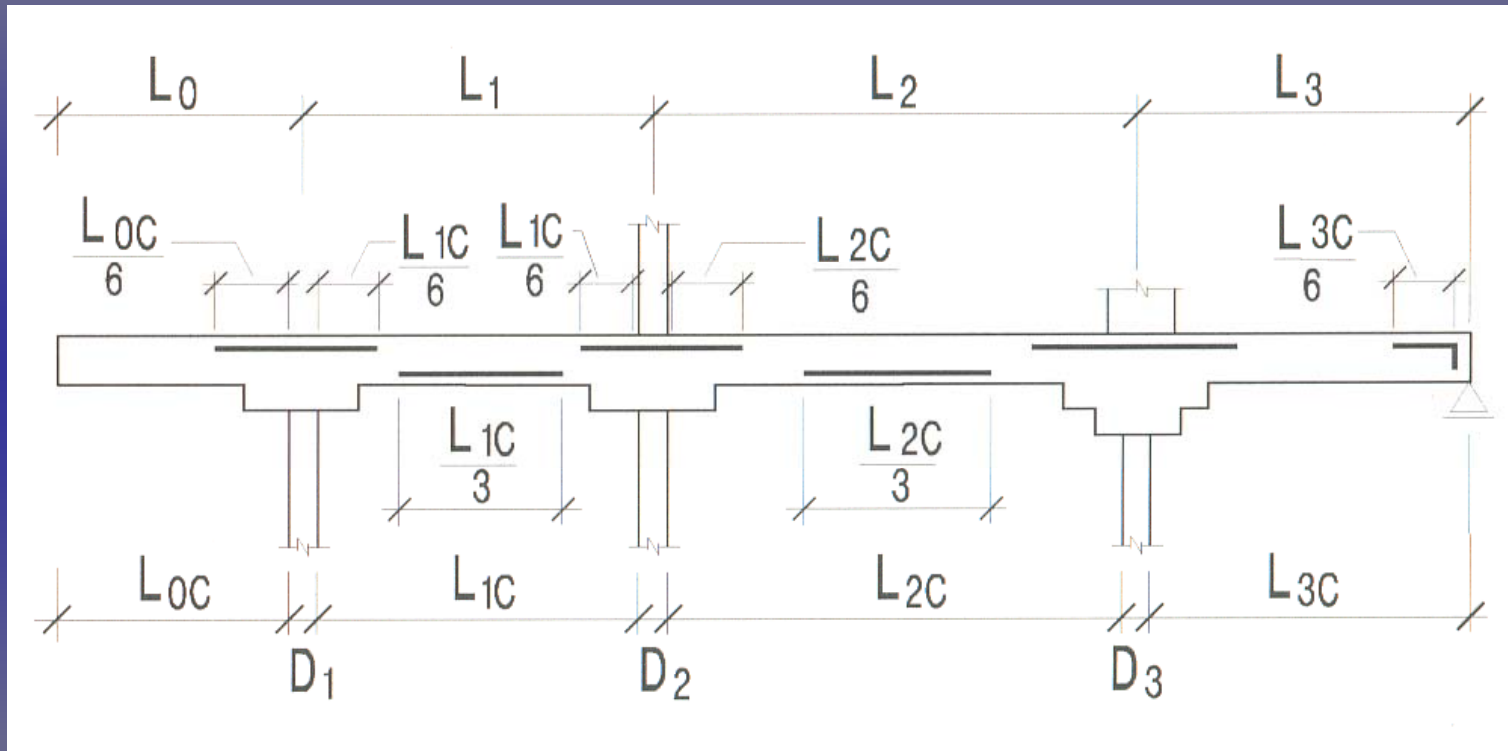
Research has shown that unbonded post-tensioned members do not inherently provide large capacity for energy dissipation under severe earthquake loadings because the member response is primarily elastic. For this reason, unbonded post-tensioned structural elements reinforced in accordance with the provisions of this section should be assumed to carry only vertical loads and to act as horizontal diaphragms between energy dissipating elements under earthquake loadings of the magnitude defined in 21.1.1. The minimum bonded reinforcement areas required by Eq. (18-6) and (18-8) are absolute minimum areas independent of grade of steel or design yield strength.

R18.9.2 — The minimum amount of bonded reinforcement for members other than two-way flat slab systems is based on research comparing the behavior of bonded and unbonded post-tensioned beams.^{18,12} Based on this research, it is advisable to apply the provisions of 18.9.2 also to one-way slab systems.

Source: Aalami (2001)

الحد الأدنى من حديد التسليح

Minimum bonded reinforcement



Minimum reinforcement lengths and layout for common conditions

حديد الزلازل

Lateral analysis- Two way slab systems

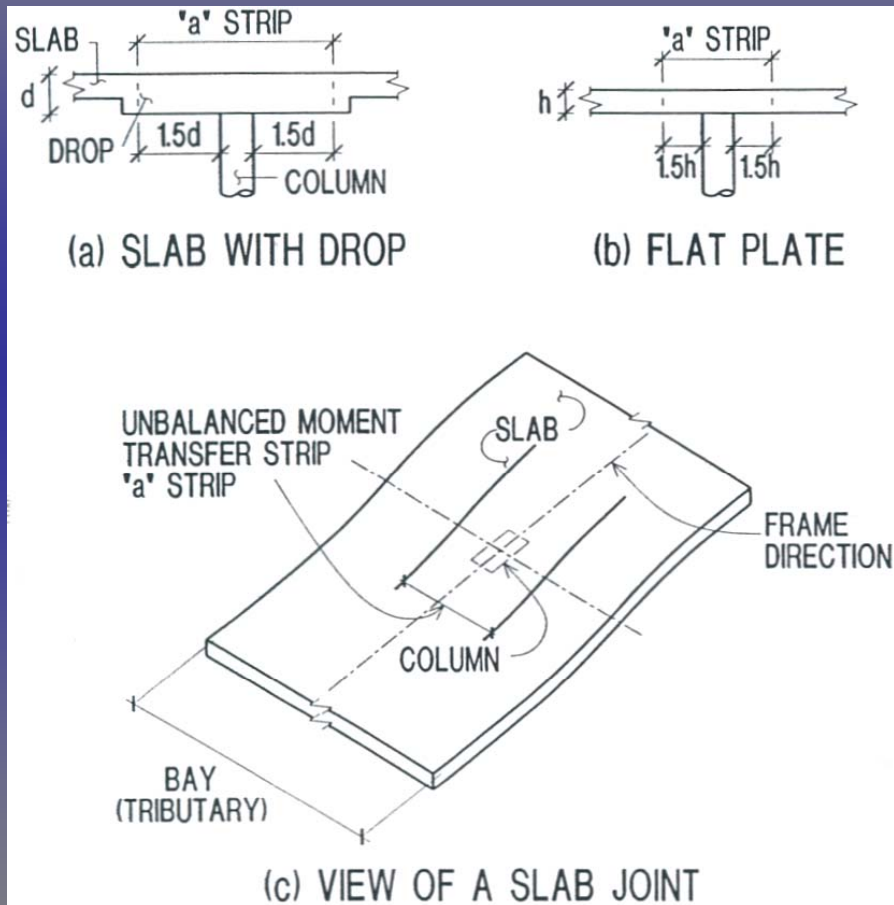
إن جملة بلاطة ال P.T. مع العناصر الشاقولية لا تعتبر لوحدها جملة مقاومة للزلازل

في أي عقدة من نظام البلاطات العاملة باتجاهين , فإن كود ال ACI يتطلب أن جزء من عزم العمود يجب أن يقاوم بواسطة شريحة من البلاطة تقع مباشرة فوق العمود. ويعبر عنها بنقل عزم العقدة غير الموازن unbalanced joint moment الشريحة تمتد حسب الشكل التالي

Source: Adapt (2006)

حديد الزلازل

توضيح لكيفية أخذ الشريحة



Source: Adapt (2006)

حديد منطقة الشد

Anchorage Zone

CHAPTER 18

297

ODE

COMMENTARY

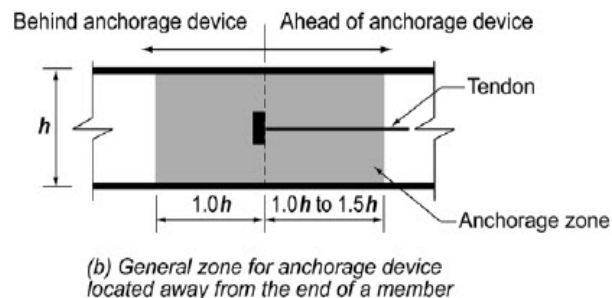
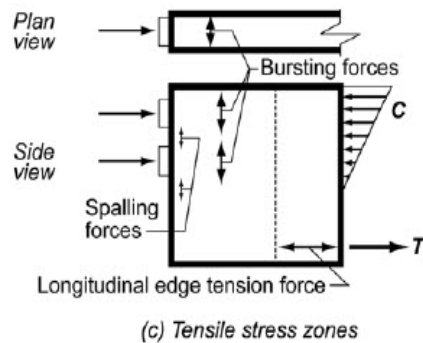
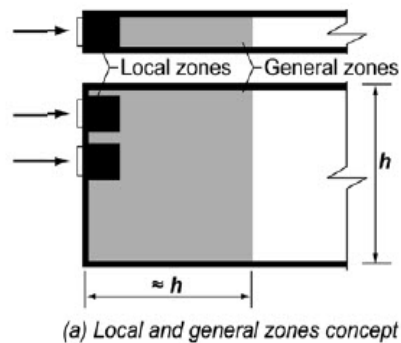


Fig. R18.13.1—Anchorage zones.

$$T_{burst} = 0.25 \Sigma P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h} \right) \quad (R18-1)$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e_{anc}) \quad (R18-2)$$

where

ΣP_{pu} = the sum of the P_{pu} forces from the individual tendons, N;

h_{anc} = the depth of anchorage device or single group of closely spaced devices in the direction considered, mm;

e_{anc} = the eccentricity (always taken as positive) of the anchorage device or group of closely spaced devices with respect to the centroid of the cross section, mm;

h = the depth of the cross section in the direction considered, mm.

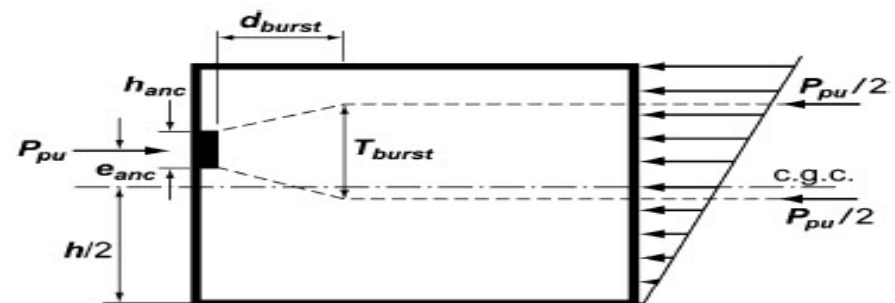


Fig. R18.13.5—Strut-and-tie model example.

Source: ACI (2008)

حديد منطقة الشد

Anchorage Zone rebar



حديد منطقة الشد

Anchorage Zone rebar



Tendon Failure

الأسباب

عدم وجود طبقة تغطية كافية



Tendon Failure

الأسباب

القطع في ال Strand نتيجة لخرق
في البلاطة



Tendon Failure

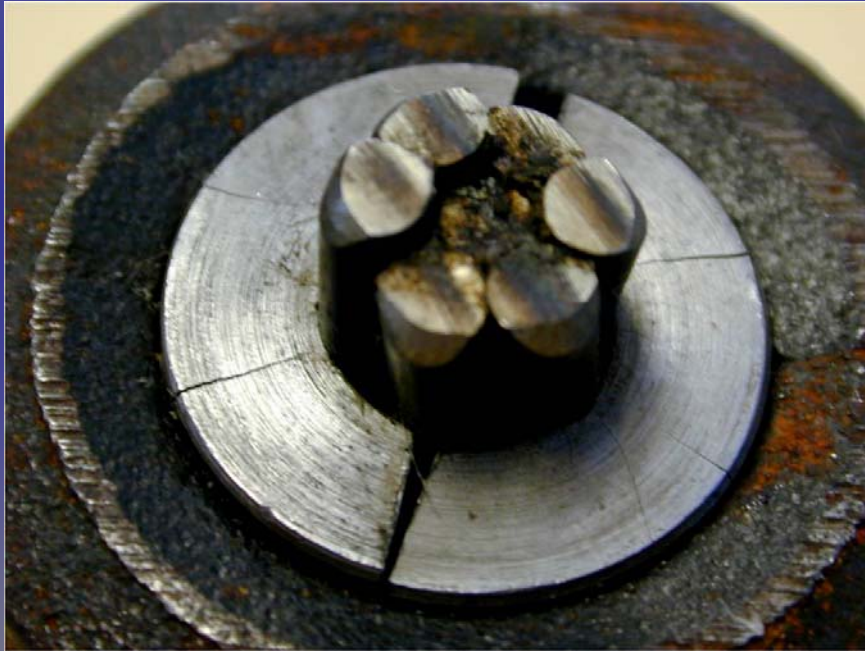
الأسباب

يُقطع في ال Strand نتيجة لشده
بقوة أكبر من حد انقطاعه



Tendon Failure

الأسباب

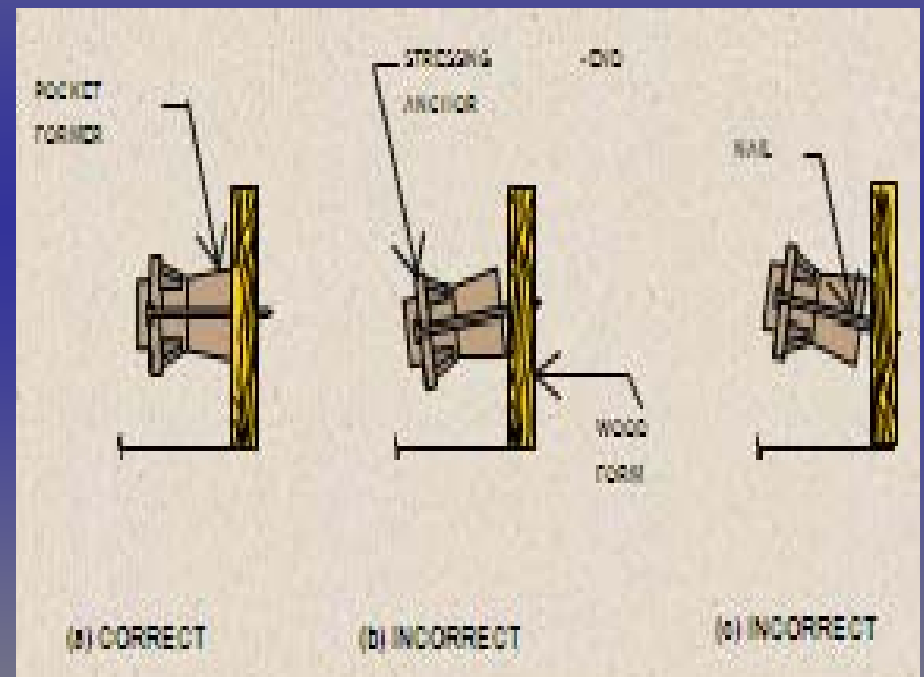


يُقطع في ال Strand نتيجة لضغط ال
wedges عليه نتيجة لعدم استوائها في
مكانها أو وجود شقوق فيها

Tendon Failure

الأسباب

القطع في ال Strand نتيجة لعدم عامودية ال Strand على ال anchor



ملاحظات أثناء التنفيذ

الكراسي



ملاحظات أثناء التنفيذ

الماء



ملاحظات أثناء التنفيذ

ثقب في الصاج



ملاحظات أثناء التنفيذ

ضغط على الصاج



ملاحظات أثناء التنفيذ

فتحة في البلاطة



ملاحظات أثناء التنفيذ

عند العناصر الشاقولية



ملاحظات أثناء التنفيذ

أين



ملاحظات أثناء التنفيذ

أين



ملاحظات أثناء التنفيذ

صدأ !!



ملاحظات أثناء التنفيذ

بخ!!



ملاحظات أثناء التنفيذ

قص ال strand بعد الشد



ملاحظات أثناء التنفيذ

حماية من التآكل



ملاحظات أثناء التنفيذ

محفور بالصخر



الخلاصة

وفوق كل ذي علم عليم



Prepared by :M.Anass Alakhrass 27-12-2010