سلوك العتبات المسبقة الأجهاد بدرجات إجهاد متفاوتة وتحملها الأقصى

رسالة مقدمة الى

قسم هندسة البناء والأنشاءات في الجامعة التكنولوجية

كجزء من متطلبات نيل درجة الماجستير في الهندسة الأنشائية

من قبل

ثائر سعيد عبد الرحمن

ايلول / ١٩٨٩م

صفر / ١٤١٠هـ

اقر بأن اعداد هذه الرسالة جرى تحت اشرافي في قسم هندسة البناء والانشاءات - الجامعة التكنولوجية - ، وهي جزء من متطلبات نيل درجة الماجستير في هندسة البناء والانشاءات .

التوقيع :

المشرف :الدكتور هاشم محمد سعيد عبدالوهاب

أستاذ

بناءً على التوصيات المتوفرة ، ارشح هذه الرسالة للمناقشة

التوقيع :

الاسم :الدكتور الهام عبدالله النوري

رئيس لجنة الدراسات العليا

لقسم هندسة البناء والانشاءات

التاريخ : / /

الموافق الى

/ /

نشهد بأننا اعضاء هيئة المناقشة اطلعنا على هذه الرسالة وقد ناقشنا الطالب ثالان سعيد عبدالرحمن في محتوايتها وفيما له علاقة بها فوجدناه مستوفياً لمتطلبات نيل درجة ماجستير في هندسة البناء والانشاءات اختصاص هندسة انشائية .

التوقيع :

الاسم : د.قيس فؤاد سرسم

مدرس

عضو

التوقيع :

الاسم : د.هاشم محمد سعيد عبدالوهاب

أستاذ

عضو

التوقيع :

الاسم : د.سعد علي الطعان

أستاذ مساعد

رئيس اللجنة

مصادقة الجامعة التكنولوجية

التوقيع :

الاسم : الدكتور الهام عبدالله النوري

رئيس قسم هندسة البناء والانشاءات

التاريخ : / /

الموافق الى

/ /

بسم الله الرحمن الرحيم

شكر وتقدير

احمد الله عز وجل واشكره على توفيقه لانجاز هذا الجهد ولا يسعني الا ان اقدم شكرى واعرب عن بالغ تقديرى وامتناني الى استاذى الفاضل الدكتور هاشم محمد سعيد عبد الوهاب للتوجيه الرشيد والجهد العظيم الذى ابداه نحوى في كل مراحل عملي هذا

كما واقدم شكرى الى رئيس قسم هندسه البناء والانشاءات والاساتذه التدريسيين .

واقدم فائق شكرى الى العاملين في مختبر الخرسانه واخص بالذكر السيد بطرس ياقو وكل من الانسه احلام والانسه سراب كما واشكر جميع الاخوان والاصدقاء الذين ابدوا المساعده ...

واخيرا اتقدم بالشكر لكل من قدم لي نصحا اوعونا

الخلاصة

تضمن هذا البحث دراسة سلوك العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا (ذات الشد اللاحق والمرتبطة بالخرسانة) بدرجات اجهاد متفاوتة تتراوح بين الصفر والواحد ، وتحملها الاقصى مع مقارنة النتائج العملية مع النتائج المستحصلة باستخدام الطرق التحليلية النظرية المتوفرة وكذلك مع نتائج بعض البحوث السابقة .

اذ تضمن برنامج البحث صب وفحص اربعة عشر نموذجا لعتبات خرسانية مسندة اسنادا بسيطا بابعاد ١٧٥x٣٥٠ ملم بفضاءات صافية تساوي ٣٠٠٠ ملم محملة بحملين مركزين على منطقة الثلث وقد توزعت النماذج الى اربعة مجاميع لدراسة تأثير المتغيرات التالية : تغيير مساحات الحديد مسبق الاجهاد ، تغيير مساحات حديد تسليح الشد العادي ، تغيير نسب الاجهاد الجزئية وثبات التحمل الاقصى ، اضافة الى سلوك العتبات المجهدة جزئيا عندما لايتجاوز اقصى عرض للشقوق ٠ر٣ ملم عند الاحمال الخدمية .

واظهرت نتائج البحث العملية ازدياد التحمل الاقصى بنسبة ١٣٪ بزيادة مساحة حديد تسليح الشد العادي بنسبة ٥٠٪ في العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا ، علاوة على تأثير الحديد العادي في انتظام توزيع الشقوق وتقليل مسافاتها البينية وعرضها . وكذلك تأثيره في زيادة العزم المطلوب لتكوين شق عرضه ٠ر٣ ملم التي تفيد في تقليل فواقد قوة الاجهاد بحماية الحديد مسبق الاجهاد من التآكل .

ومن مقارنة النتائج العملية لهذا البحث وبحوث اخرى مع اربع طرق تحليلية نظرية تقريبية فقد ظهر بان الطرق الاربعة التي استخدمت كانت متقاربة كثيرا مع بعضها ،ولو ان افضلها كانت طريقة نعمان .

وكانت اكثر الطرق امانا لاحتساب المطيلية هي طريقة دليل تفسير الكود الامريكي .

٢ - ٥ - ٣ حساب المطيلية ٤٤

٣ - ٥ - ٣ حساب عزم الانحناء عند شق عرضه ٣ر. ملم ٤٦

٤ - ٥ - ٣ حساب قواعد قوة الاجهاد ٤٦

الفصل الرابع :- مراحل العمل المختبري ٤٨

١ - ٤ مقدمة ٤٨

٢ - ٤ المتغيرات المعتمدة في البحث ٤٨

٣ - ٤ المواد المستعمله ٥٢

١ - ٣ - ٤ حديد التسليح ٥٢

٢ - ٣ - ٤ الاسمنت ٥٢

٣ - ٣ - ٤ الخصى ٥٢

٤ - ٣ - ٤ الرمل ٥٤

٥ - ٣ - ٤ الخرسانة ٥٤

٤ - ٤ القوالب المستعملة ٥٤

٥ - ٤ فحوص السيطرة ٥٤

٦ - ٤ اجهزة القياس ٥٦

٧ - ٤ هيكل التحميل ٥٧

٨ - ٤ المكائن المختبرية لفحص نماذج السيطرة ٥٧

٩ - ٤ مراحل تهيئة النموذج ٥٧

١ - ٩ - ٤ تهيئة القوالب والتسليح ٥٧

٢ - ٩ - ٤ الصب ٥٨

٣ - ٩ - ٤ المعالجة ٥٨

٤ - ٩ - ٤ عملية تسليط الاجهاد مع ضخ مونة الاسمنت ٥٨

٥ - ٩ - ٤ تهيئة النماذج وفحصها ٥٩

الفصل الخامس :- نتائج العمل المختبري ٦٠

١ - ٥ مقدمة ٦٠

٢ - ٥ التحمل الاقصى للعتبات وكفاءتها ٦٠

٣ - ٥ سلوك النماذج في اثناء التحميل ٦١

١ - ٣ - ٥ المجموعة الاولى أ ٦١

٢ - ٣ - ٥ المجموعة الثانية ب ٦٧

٣ - ٣ - ٥ المجموعة الثالثة ج ٦٩

٤ - ٣ - ٥ المجموعه الرابعة د ٧٠

٤ - ٥ نتائج الانفعالات في الخرسانة والحديد ٧١

٥ - ٥ نتائج الهطول مع علاقه الهطول بالحمل الكلي ٧٢

٦ - ٥ التقوس وعلاقته بعزم الانحناء ٧٣

٧ - ٥ نتائج التشقق ٧٣

٨ - ٥ نتائج فحوص السيطرة ٧٣

الفصل السادس :- تحليل النتائج ٩٦

١ - ٦ مقدمة ٩٦

٢ - ٦ تاثير المتغيرات في التحمل الاقصى والكفاءة ٩٦

١ - ٢ - ٦ تأثير نسبة الحديد مسبق الاجهاد ٩٦

٢ - ٢ - ٦ تاثير نسبة حديد الشد العادي ٩٧

٣ - ٦ تاثير المتغيرات في التشقق ٩٩

١ - ٣ - ٦ تاثير نسبة الحديد مسبق الاجهاد في التشقق ٩٩

٢ - ٣ - ٦ تاثير نسبة الحديد العادي في التشقق ١٠٣

٤ - ٦ تاثير المتغيرات في انفعالات الخرسانة ١٠٧

٥ - ٦ تاثير المتغيرات في الهطول ١٠٨

٦ - ٦ تاثير المتغيرات في التقوس ١١٠

٧ - ٦ مقارنة النتائج العملية مع النظرية ١١٤

الفصل السابع :- الاستنتاجات والبحوث المقترحة ١١٩

١ - ٧ الاستنتاجات ١١٩

٢ - ٧ البحوث المقترحة ١٢١

المراجع

قائمة الرموز

الرمز	التعريف
A	مساحة الخرسانة المحيطة بحديد تسليح واحد في منطقة الشد .
A_{ns}	مساحة حديد تسليح الشد العادي
A_{ps}	مساحة الحديد مسبق الاجهاد
A_s	المساحة الكلية للحديد (الحديد مسبق الاجهاد + حديد تسليح الشد العادي .
At	المساحة المتعرضة لاجهادات الشد من مقطع الخرسانة .
A'_s	مساحة حديد تسليح الانضغاط.
A_c	مساحة المقطع الخرساني.
b	عرض النموذج .
β_1	النسبة بين عمق مستطيل الاجهاد المكافيء الى عمق محور التعادل.
c	عمق محور التعادل عند الفشل مقاساً من الشريحة المعرضة لاقصى انضغاط.
C_b	المسافة من الشريحة العليا للمقطع المعرضة لاقصى اجهاد انضغاط الى محور التعادل في حالة تعادل الانفعال .
Cs	عمق محور التعادل بتأثير حديد الشد العادي فقط.
C'_s	عمق محور التعادل بتأثير حديد الانضغاط العادي فقط.
Csf	عمق محور التعادل بتأثير الحديد العادي والحاجة البارزة من المقطع (Flange).

C_p	عمق محور التعادل بتأثير حديد مسبق الاجهاد فقط.
$C,$	سمك الغطاء الخرساني.
d	عمق الحديد (مسبق الاجهاد + العادي) مقاساً من اعلى شريحة.
de	العمق المؤثر الى مركز قوة الشد.
di	عمق الطبقة (i) من الحديد.
dp	عمق الحديد مسبق الاجهاد.
ds	عمق حديد الشد العادي.
du	عمق مركز قوة الشد باعتبار $f_{pu}=f_{ps}$.
Ec, Es	معامل مرونة الحديد والخرسانة على التوالي.
f_{cu}, f_c	مقاومة تحمل انضغاط الاسطوانات والمكعبات الخرسانية.
f_{ns}	الاجهاد في حديد الشد العادي.
f_{pe}	الاجهاد المؤثر (ماعدا الفواقد).
f_{ps}	الاجهاد الاقصى في حديد مسبق الاجهاد عند فشل النموذج.
f_{py}, f_y	اجهاد الخضوع في الحديد العادي وحديد مسبق الاجهاد على التوالي.
f_{pu}	اقصى اجهاد شد مباشر لحديد مسبق الاجهاد.
f_{su}	اقصى اجهاد شد مباشر للحديد العادي.
f_t	مقاومة انفلاق الشد في الخرسانة.
h	عمق المقطع الخرساني.
Kp, Kh	عامل لتعديل قيم معادلات القطع الزائد والقطع المكافيء على التوالي لنسب مختلفة من f_{py}/f_{pu}.
L	طول النموذج.
Ms	عزم الانحناء بتأثير الاحمال الخدمية.
Mcr	عزم التشقق الاولي.
Mn	التحمل الاقصى.

P	الحمل المسلط من جهاز الفحص.
W_p	معامل تسليح الحديد مسبق الاجهاد.
W'	معامل تسليح حديد الانضغاط العادي.
W	معامل تسليح حديد الشد العادي.
$\bar{W}$	معامل التسليح الكلي.
ρ_p	نسبة حديد مسبق الاجهاد.
ρ_s	نسبة حديد التسليح العادي.
	التقوس.
η	نسبة الفواقد.
ϵ_{cu}	اقصى انفعال انضغاط للخرسانة.
ϵ_s	الانفعال في الحديد.
ϵ_{sh}	الانكماش الطليق.
fr	فواقد قوة الاجهاد بتأثير الارتخاء.

المصطلحات

Advantages	ميزات
Anchorage	تثبيت
Beam	عتبة
Behaviour	سلوك
Bending moment	عزم انحناء
Bonded	مرتبط بالخرسانة
Brittle failure	فشل قصيف
Buckling	التواء
Camber	تحدب
Composite sections	مقاطع مركبة
Compressive strain	انفعال انضغاط
Compressive zone	منطقة الانضغاط
Concentrated load	احمال مركزة
Concentric	تطابق المراكز
Concrctc cover	الغطاء الخرساني
Confinement	تقييد
Continuous	مستمر
Crack	شق ، فطر
Creep	زحف
Curvature	تقوس
Curvature ductility	مطيلية التقوس
dead load	احمال ميتة
Decompression	رفع الانضغاط عن الخرسانة
Deformation	تشوه
Deformed	مخزز

Deflection	هطول
Natural axis	محور التعادل
Nominal	اسمي
Nonlinear analysis	التحليلات اللاخطية
Parabolic	قطع مكافيء
Parametric studies	دراسات معاملية
Partially prestressed	مسبق الاجهاد جزئيا
Partial prestressing ratio	نسبة الاجهاد الجزئي
Pilot test	فحص تجريبي
Precompression	مسبق الانضغاط
Prestressing	الاجهاد المسبق
Prestressing index	معامل الاجهاد
Pretensioned	مسبق الشد
Post-tensioned	شد لاحق
Recovery	استرجاع
Reinforcing index	معامل التسليح
Relaxation	الارتخاء
Shrinkage	انكماش
Side effects	تأثيرات عرضية
Sieve analysis	التحليل المنخلي
Static	ساكن
Statistics	احصاء
Statically determinate	محدد سكونا
Stirrups	ركائب - اطواق
Strain compatibility	توافق الانفعالات
Strain gauge	مقياس انفعال
Structural	انشائي
Superposition	تراكب

Symmetric	متناظر
Degree of prestress	درجة الاجهاد
Details	تفاصيل
Dial gauge	مقياس قرصي
Design aids	معينات تصميمية
Disadvantages	محددات
Distributed loads	احمال منتظمة
Effective force	القوة الفعالة (ماعدا الفواقد)
Efficiency	كفاءة
Element	عنصر
End anchorage	تثبيت النهايات
Equilibrium	توازن
Experimental	عملي ، مختبري
Flange	شفة او حافة بارزة
Fully prestressed	مسبق الاجهاد كليا
Grouting	حقن
Hyperbolic	قطع زائد
Improvement	تحسين
Inelastic hinge rotation	الدوران غير المرن للمفصل
Limit state	الحالة الحدية
Live loads	احمال حية
Losses	فواقد
Lower bound	الحد الادنى
Measures	اساليب عمل
Method of loading	طريقة تحميل
Modulus of Elasticity	معامل المرونة
Modulus of rupture	معامل التصدع
Time dependent	معتمدة على الزمن

Ultimate capacity	التحمل الاقصى
Ultimate tensile strength	مقاومة الشد القصوى
Prestressed wires	اسلاك مسبقة الاجهاد
Working loads	احمال خدمية
Yielding of reinforcenment	خضوع الحديد

قائمة الاشكال

الشكل	العنوان	الصفحة
(٢-١)	تفاصيل العتبات كما في بحث Hutton and Loov	٥
(٢-٢)	تفاصيل العتبات كما في بحث stevens	٦
(٢-٣)	تفاصيل العتبات كما في بحث Bishara and Brar	٨
(٢-٤)	العلاقة بين الاحمال والهطول كما في بحث Bishara and Brar	٨
(٢-٥)	تفاصيل العتبات كما في بحث Naaman and Harajli	٩
(٢-٦)	مقارنة بين النتائج العملية لبحث Naaman and Harajli مع طرق نظرية	١٠
(٢-٧)	اساس تحليل الاجهادات على المقطع المتشقق كما في بحث Nilson	١٩
(٢-٨)	مقطع الخرسانة المتشقق المتعرض لعزم انحناء متناظر كما في بحث Nielsen	٢٢
(٢-٩)	القوى التي يجب ان تسلط في مستوى الحديد لرفع الانضغاط عن الخرسانة كما في بحث Suri and Dilger	٢٤
(٢-١٠)	محصلة الاجهادات عند التحمل الاقصى كما في بحث Bachmann	٣٤
(٣-١)	العلاقة بين تعاريف شدة الاجهاد	٣٩
(٣-٢)	تعريف حالة رفع الانضغاط عن الخرسانة	٤٠
(٤-١)	ابعاد وتسليح نماذج البحث مع موقع ضخ مونة السمنت	٤٩

(٤-٢) طريقة تحميل النماذج مع مواقع اجهزة القياس ٤٩

(٤-٣) علاقة الاجهاد والانفعال للحديد المستعمل ٥٣

(٤-٤) القالب قبل صب الخرسانة ٥٥

(٥-١) فشل وتطور التشققات للنماذج (A_6 - A_1) (C_2 , C_1) ٧٤

(٥-٢) فشل وتطور التشققات للنماذج (B_4-B_1) , (D_2,D_1) ٧٥

(٥-٣) توزيع الانفعالات للمجموعة (أ) بعد اجهاد الحديد مباشرة ٧٦

(٥-٤) توزيع الانفعالات للنماذج (C_1,B_4-B_1) بعد اجهاد الحديد مباشرة ٧٧

(٥-٥) توزيع الانفعالات للنموذجين D_2,D_1 بعد اجهاد الحديد مباشرة ٧٨

(٥-٦) تغير الانفعال مع عزم الانحناء للنموذج A_4 ٧٩

(٥-٧) تغير الانفعال مع عزم الانحناء للنموذج A_5

(٥-٨) تغير الانفعال مع عزم الانحناء للنموذج B_2 ٨٠

(٥-٩) تغير الانفعال مع عزم الانحناء للنموذج C_1 ٨٠

(٥-١٠) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنماذج A_4-A_1 ٨١

(٥-١١) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنماذج A_6,A_5 ٨١

(٥-١٢) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنماذج B_4-B_1 ٨٣

(٥-١٣) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنماذج (D_1,C_2,C_1) ٨٤

(٥-١٤) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنموذج D_2 ٨٥

(٥-١٥) تغير الانفعال مع الاحمال في الحديد العادي للنموذج (A_3) ٨٦

(٥-١٦) تغير الانفعال مع الاحمال في الحديد العادي للنموذج (A_4) ٨٦

(٥-١٧) علاقة الهطول بالاحمال للنماذج (A_6-A_1) ٨٧

(٥-١٨) علاقة الهطول بالاحمال للنماذج (B_4-B_1) ٨٨

(٥-١٩) علاقة الهطول بالاحمال للنماذج (D_2, D_1, C_2, C_1) ٨٩

(٥-٢٠) علاقة الهطول على طول النماذج (A_6-A_1) مع اختلاف مستويات عزم الانحناء ٩٠

(٥-٢١) علاقة الهطول على طول النماذج (B_4-B_1) مع اختلاف مستويات عزم الانحناء ٩١

(٥-٢٢) علاقة الهطول على طول النماذج (D_2, D_1, C_2, C_1) مع اختلاف مستويات عزم الانحناء ٩٢

(٥-٢٣) علاقة عزم الانحناء مع التقوس للمجموعة (أ) ٩٣

(٥-٢٤) علاقة عزم الانحناء مع التقوس للمجموعة (ب) ٩٣

(٥-٢٥) علاقة عزم الانحناء مع التقوس للنماذج (D_2, D_1, C_2, C_1) ٩٤

(٥-٢٦) علاقة عزم الانحناء مع التقوس للمجموعة ج ٩٥

(٦-١) العلاقة بين العزم الاقصى ونسبة الحديد مسبق الاجهاد لقيمة واحدة من نسبة الحديد العادي ١٠٠

(٦-٢) العلاقة بين الكفاءة ونسبة الحديد مسبق الاجهاد ١٠٠

(٦-٣) العلاقة بين العزم الاقصى ونسبة الحديد العادي ١٠١

(٦-٤) العلاقة بين الكفاءة ونسبة الحديد العادي ١٠١

(٦-٥) العلاقة بين العزم الاقصى ومعامل التسليح الكلي ١٠٢

(٦-٦) العلاقة بين العزم الاقصى ونسبة الاجهاد الجزئي ١٠٢

(٦-٧) مقارنة هطول مراكز نماذج المجموعة (آ) ١١١

(٦-٨) مقارنة هطول مراكز نماذج المجموعة (ب) ١١١

(٦-٩آ) مقارنة هطول مراكز نماذج المجموعة (ج) ١١٢

(٦-٩ب) مقارنة هطول مراكز نماذج المجموعة ج ١١٢

(٦-١٠) مقارنة هطول مراكز النماذج D_2, D_1, C_1, A_2 ١١٣

(٦-١١) العلاقة بين عزم الفشل الفعلي وعزم التصميم ١١٦

الجـــــداول

الجدول	العنـــوان	الصفحة
١ - ٢	المعـــادلات المقترحـــة مـــن قبـــل Naaman, Harajli and wight	١٥
٢ - ٢	القيـم المقترحة لاجهاد الحديد المسموح به كما في بحث Suri and Dilger	١٨
٣ - ٢	اهم المعـــادلات المقترحة من البحوث السابقة	٣٧
١ - ٣	المعادلات المقترحة من البحوث السابقة لقياس المطيلية التي تم استخدامها في هـذا البحث	٤٥
١ - ٤	نمـــاذج العتبـات التـــي تـــم صبـــها	٥٠
٢ - ٤	المتغيـــرات الرئيســـيـــة فـــي البحث	٥١
٣ - ٤	تفاصيل الحديـد المســتعمل ومواصفاتـه	٥٢
٤ - ٤	عدد قوالب نماذج السـيطرة وابعادهـــا	٥٦
١ - ٥	نتائـــج فحـــوص النمـــاذج الخرســـانية	٦٢
٢ - ٥	قيم معامل التسليح ونسبة الاجهاد الجزئي	٦٣
٣ - ٥	خـــواص خرســـانة نمـــاذج الســـيطرة	٩٥
١ - ٦	نتـــائج فحـــص التشـــقق	١٠٤
٢ - ٦	مقارنة النتائج العملية للبحث الحالي وبحوث اخرى مع نتائج البحـــوث النظرية	١١٥
٣ - ٦	حدود التسليح لمتطلبات المطيلية بموجب الطرق النظرية	١٢٨

الفصل الاول

المقدمة

ان الاجهاد المسبق "Prestressing" يعني تعريض منطقة الشد "Tensile Zone" لاي عنصر انشائي Structural element الى اجهادات ضغط مسبقة "Precompression" قبل تسليط الاحمال ، لتقليل تولد اجهادات الشد او لمنعها ، وذلك لتحسين سلوك الخرسانية مع زيادة تحملها الاقصى تحت تأثير الاحمال الخدمية "Working loads" .

ونظرا لتأثيرات الاجهاد المسبق الكلي العرضية "Side effects of Full Prestressing" مثل التحدب Camber ، والهطول على المدى البعيد بتأثير الزحف Creep من جهة ، والتشقق والهطول العالي للخرسانة المسلحة تسليحا عاديا من جهة اخرى ، فقد اتجهت الابحاث الى دراسة امكانية الاستعاضة عنها بما يسمى الاجهاد المسبق الجزئي "Partial Prestressing" .

وكانت بداية الفكرة في عام ١٩٣٩ حين اقترح الباحث النمساوي [Emperger] اضافة عدد قليل من اسلاك السحب Pretensioning Wires ذات المقاومة العالية الى الحديد الاعتيادي في الخرسانة العادية (٢،١) .

وقد طور الباحث Abeles في عام ١٩٤٥ الفكرة حين اقترح اجهاد جزء من اسلاك السحب "Prestressing Wires" (٢،١) .

ويقصد حاليا بالخرسانة مسبقة الاجهاد جزئيا "Partially Prestressed concrete" تلك العناصر الانشائية التي تحتوي على الحديد مسبق الاجهاد Prestressing steel زيادة على حديد التسليح العادي "ordinary reinforcement" (٣) وتشمل كافة الحالات المحصورة بين الخرسانة المسبقة الاجهاد كليا والخرسانة المسلحة تسليحا عاديا .

خلال السنوات السابقة اجريت بحوث ودراسات كثيرة اغلبها كانت نظرية .

اما البحوث العملية المتوفرة فلم تعط صورة كافية عن سلوك الخرسانة مسبقة الاجهاد جزئيا .

ومن خلال البحوث النظرية والعملية السابقة فقد تبين ان تصميم الخرسانة مسبقة الاجهاد جزئيا هو اكثر تعقيدا لسببين :-

١- تسلك الخرسانة المسبقة الاجهاد جزئيا سلوكا يماثل سلوك الخرسانة المسبقة الاجهاد كليا قبل تعرضها الى التشقق .
اما بعد حدوث التشقق فان سلوكها يشبه سلوك الخرسانة المسلحة تسليحا عاديا والمعرضة الى قوة انضغاط وعزم انحناء "Bending Moment and compression" .

٢- اما من ناحية التصميم فان العناصر الانشائية يجب ان تحقق متطلبات التحميل الاقصى ، التي تصمم بموجبها الخرسانة المسلحة تسليحا عاديا ، وكذلك متطلبات التصرف "Behavior" ضمن الحدود المسموح بها تحت تأثير الاحمال الخدمية "Working loads" التي تصمم على اساسها العناصر الانشائية المسبقة الاجهاد كليا .

وفي الوقت الذي تتوفر فيه معلومات وافية عن سلوك وتصرف الخرسانة المسلحة تسليحا عاديا وتلك المسبقة الاجهاد كليا فان المعلومات مازالت مقتضبة عن الحالات التي تقع بينها اذ ان تقليل قوة السحب وبالتالي درجة الاجهاد تؤدي الى التشقق تحت تأثير جزء من الاحمال الحية Live loads لذا يستوجب دراسة المعايير الخدمية Serviceability للتشقق والهطول الى حد الفشل عن طريق الابحاث والدراسات العملية لملاحظة عرض الشقوق وتوزيعها ومدى تأثير الحديد العادي فيها ومن هنا تأتي اهمية البحث والضرورة الى التوسع في دراسة المتغيرات لمعرفة مزايا الاجهاد المسبق الجزئي فيما يتعلق بالتحمل الاقصى ومعايير الاحمال الخدمية Serviceability

لجميع الحالات الانشائية للتعرف على التصرف الحقيقي لتسهيل مهمة وضع طريقة تصميم موجدة .

ويهدف هذا البحث الى دراسة سلوك وتصرف العتبات المستطيلة الشكل المسبقة الاجهاد جزئيا بدرجات اجهاد متفاوتة تتراوح بين الصفر والواحد من حيث توزيع الانفعالات وعلاقتها بالاجهادات ، وتغير الهطول والتقوس تحت تأثير الاحمال او العزوم الخارجية بالاضافة الى التحمل الاقصى .

وكذلك مقارنة النتائج العملية مع ما متوفر من طرق نظرية تحليلية .

الفصل الثاني

البحوث السابقة

٢ - ١ المقدمة

يتضمن هذا الفصل في بدايته معلومات عامة عن الاجهاد المسبق الجزئي " Partial Prestressing" من خلال استعراض اساليب العمل Measures ، والميزات advantages وكذلك المحددات disadvantages.

علاوة على عرض موجز لما تم بحثه والتوصل اليه من خلال البحوث السابقة التي اجريت حول الموضوع خلال العقدين الماضيين (١٩٦٦ - ١٩٨٨) التي تم تجزئتها الى :-

١- بحوث تجريبية مختبرية اعتمدت على دراسات عملية .

٢- بحوث نظرية اعتمدت على دراسات معاملية "Parametric strudies"

٢ - ٢ اساليب عمل الاجهاد المسبق الجزئي :- (٤)

يمكن الحصول على خرسانة ، مسبقة الجهد جزئيا باحد الاساليب الاتية :

٢ - ٢ - ١ بتقليل مساحة الحديد مسبق الاجهاد فقط "Prestressed steel"

٢ - ٢ - ٢ بتقليل مساحة الحديد مسبق الاجهاد واضافة كمية من الحديد العادي ليعطي التحمل المطلوب زيادة على السيطرة على التشقق crack control .

٢ - ٢ - ٣ باستعمال مساحة الحديد مسبق الاجهاد نفسها ولكن بتسليط قوة الشد (tensioning) على جزء منه .

٢ - ٢ - ٤ باستعمال مساحة الحديد مسبق الاجهاد نفسها ولكن بتسليط قوة شد اقل .

٣ -٢ - ميزات الاجهاد المسبق الجزئي : - (٤)

١ - ٣ - ٢ يحتاج الى كمية اقل من الحديد مسبق الاجهاد

٢ - ٣ - ٢ يقلل من التحدب camber .

٣ - ٣ - ٢ يقلل من قوة الشد وبالتالي يوفر من قوة الشد ومن متطلبات تثبيت النهايات end ancharage

٤ - ٢ محددات الاجهاد المسبق الجزئي :- (٥،٤)

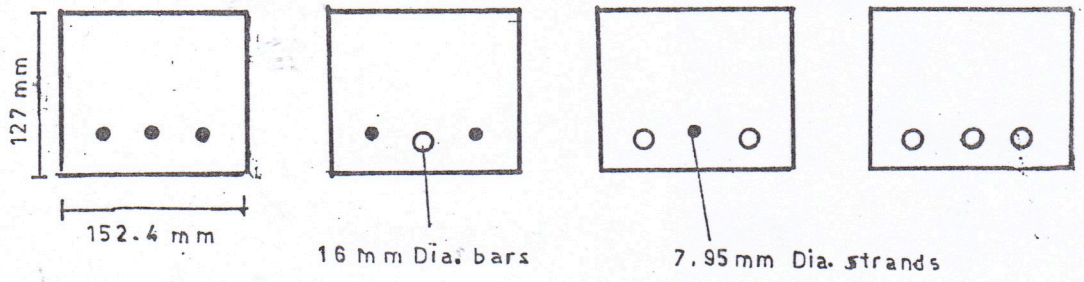
١ - ٤ - ٢ الهطول الكبير عند التعرض للاحمال العالية Overloads .

٢ - ٤ - ٢ يقلل من التحمل الاقصى لنفس المحتوى من الحديد .

٣ - ٤ - ٢ ظهور التشققات في وقت مبكر .

٥ - ٢ البحوث المختبرية السابقة :-

قام الباحثان Hutton and Loov (٦) في عام ١٩٦٦ بتنظيم برنامج فحص لمقارنة سلوك ثمان عتبات خرسانية مستطيلة الشكل متماثلة الابعاد لها فرضيا التحمل الاقصى نفسه ولكن بنسب مختلفة من الحديد مسبق الاجهاد والحديد العادي كما في الشكل (١ - ٢) :-



شكل ١ - ٢ تسليح العتبات كما في بحث Hutton and Loov

وقد كان اجهاد الشد المسلط على الحديد قبل الصب يعادل $0.7f_{pu}$ حيث ان : -

f_{pu} = مقاومة الشد القصوى للحديد مسبق الاجهاد Ultimate tensile strength .

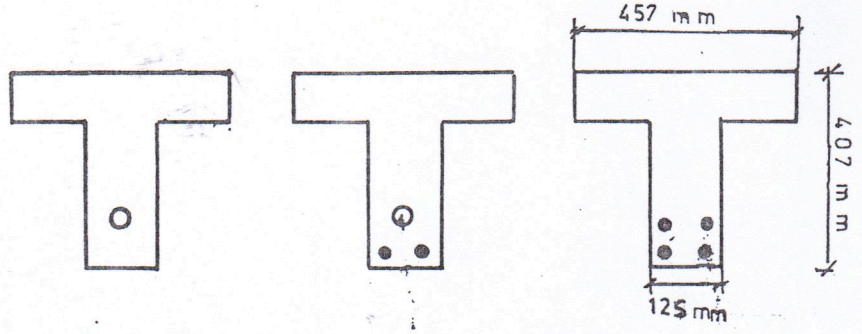
وقد تم صب نموذجين لكل نوع من العتبات الواردة في الشكل ١ - ٢ بحيث تفحص واحدة منها بعد (١٤) يوما والاخرى بعد (١٠٠) يوم .

ومن النتائج التي توصلا اليها :-

١ - يمكن السيطرة على مقدار هطول العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا الواقعة بين عتبات مسلحة تسليحا عاديا وعتبات مسبقة الاجهاد كليا وذلك باختيار قوة سحب ملائمة .

٢ - تؤخذ بنظر الاعتبار الاجهادات المتولدة في الحديد العادي نتيجة الانكماش shrinkage والهطول الناتج من الزحف creep في العتبات الحاوية على حديد التسليح العادي والحديد مسبق الاجهاد .

اما الباحث Stevens (٧) فقد قام في عام ١٩٦٩ باجراء تجربة لمقارنة سلوك (١٣) عتبة خرسانية كما في الشكل ٢ - ٢ : -



شكل (٢ - ٢) تفاصيل العتبات كما في بحث Stevens

وقد كانت العتبات باطوال (٥) خمسة امتار محملة في نقطتين باحمال ساكنة ماعدا ثلاث عتبات تم تحميلها باحمال دورية .

وقد تم تصميم جميع العتبات للتحمل الاقصى نفسه .

وفيما يخص العتبات المحملة باحمال ساكنة Static فقد كانت على شكل مراحل يتم بعدها ازالة الاحمال وملاحظة مقدار الرجوع الى الوضع الاعتيادي recovery ثم تحمل مرة اخرى الى حد الفشل .

وقد توصل الى : -

١ - ان العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا تشبه في سلوكها وتصرفها سلوك وتصرف العتبات المسبقة الاجهاد كليا قبل حدوث التشقق . اما بعد التشقق فان تصرفها يشبه تصرف العتبات المسلحة تسليحا عاديا .

٢ - يمكن الحصول على نتائج جيدة للحالات الحدية للفشل والتشقق والكلل Ultimate limit states of collaps,cracking & fatigue بشرط عدم تجاوز مقدار الاجهاد المتولد في الحديد العادي عن ٢٢٨ ميكا باسكال او 55. f_y ايهما اقل حيث ان

f_y = مقاومة الخضوع للحديد العادي (Yield strength)

٣ - اقتراح طريقة تصميم بسيطة مرنة متمثلة بالمعادلة ١ - ٢

$$f'_{ct} = k\ \rho_s\ f_{ct} \qquad ٢ - ١$$

حيث ان : -

f'_{ct} = اجهاد الشد الاسمي في الخرسانة

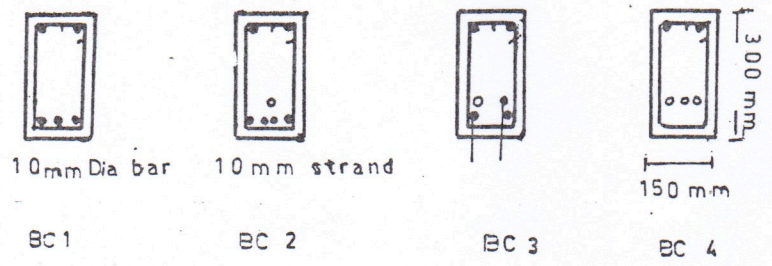
Nominal tensile stress in concrete

k = ثابت constant

ρ_s = نسبة الحديد العادي المضاف الى منطقة الشد

f_{ct} = اعلى اجهاد شد مسموح به في الخرسانة .

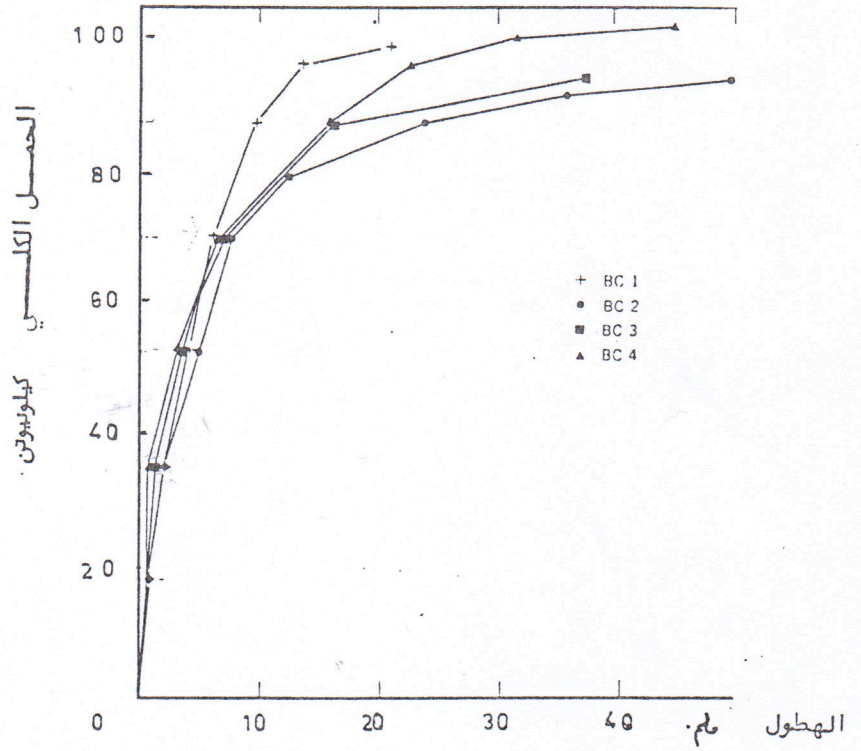
واجرى الباحثان Bishara and Brar (٨) في عام ١٩٧٤ دراسة على اربع عتبات مستمرة "continuous beams" محملة باحمال مركزة متساوية في مركز كل فضاء كما في الشكل ٣ - ٢ ولها ابعاد المقطع والتحمل الاقصى نفسها .



شكل (٣-٢) تفاصيل العتبات كما في بحث Bishara and Brar ٨

وقد توصلا الى النتائج التالية : -

١ - ان العلاقة بين الحمل والهطول موضحة في الشكل ٤-٢



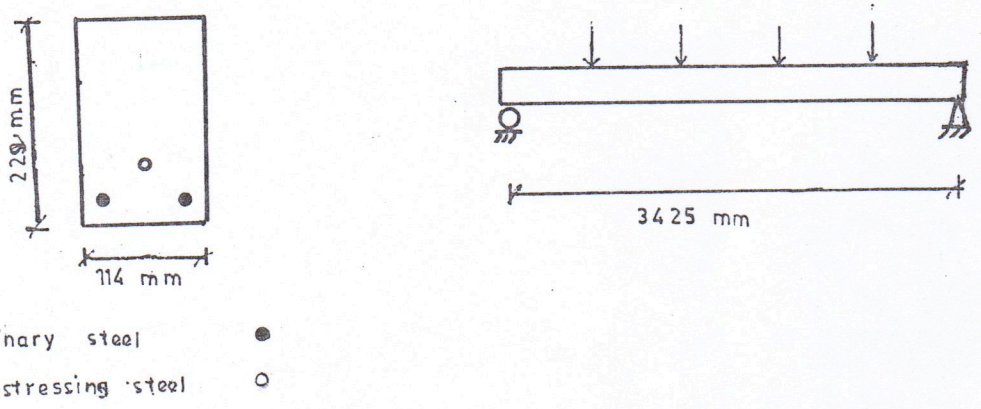
شكل ٤-٢ العلاقة بين الحمل والهطول كما في بحث Bishara and Brar (٨)

٢ - تزداد قيمة المطيلية ductility زيادة ملحوظة باضافة حديد التسليح العادي في العتبات المسبقة الاجهاد .

٣ - يقل نسبيا الدوران غير المرن للمفصل (inelastic hinge rotation) بزيادة درجة الاجهاد "degree of prestress"

وقام الباحثان Naaman & Harajli (٩) في عام ١٩٨٥ باجراء دراسة مكثفة لحساب اعلى قيمة للاجهاد الذي يمكن ان يصل اليه الحديد مسبق الاجهاد عند فشل العناصر الانشائية "fps" للعتبات المسبقة الاجهاد جزئياً بطريقتين احدهما تجريبية والاخرى نظرية بطريقة التحليلات اللاخطية "Non Linear Analysis".

فمن الجانب المختبري من البحث فقد تم صب وفحص وتحليل تسعة عتبات خرسانية مسبقة الاجهاد بدرجات مختلفة وكانت لها مقاطع مستطيلة الشكل محملة باحمال مركزة كما في الشكل (٥ - ٢).



شكل (٥-٢) تفاصيل العتبات كما في بحث Naaman & Harajli

وكانت متغيرات البحث كالآتي:

١ - نسبة الاجهاد المسبق الجزئي Partial Prestressing Ratio "PPR" الذي يعرف بالمعادلة (٢-٢).

$$PRR = \frac{A_p f_{ps}}{A_p f_{ps} + A_{ns} f_y} \qquad ٢ - ٢$$

حيث ان:

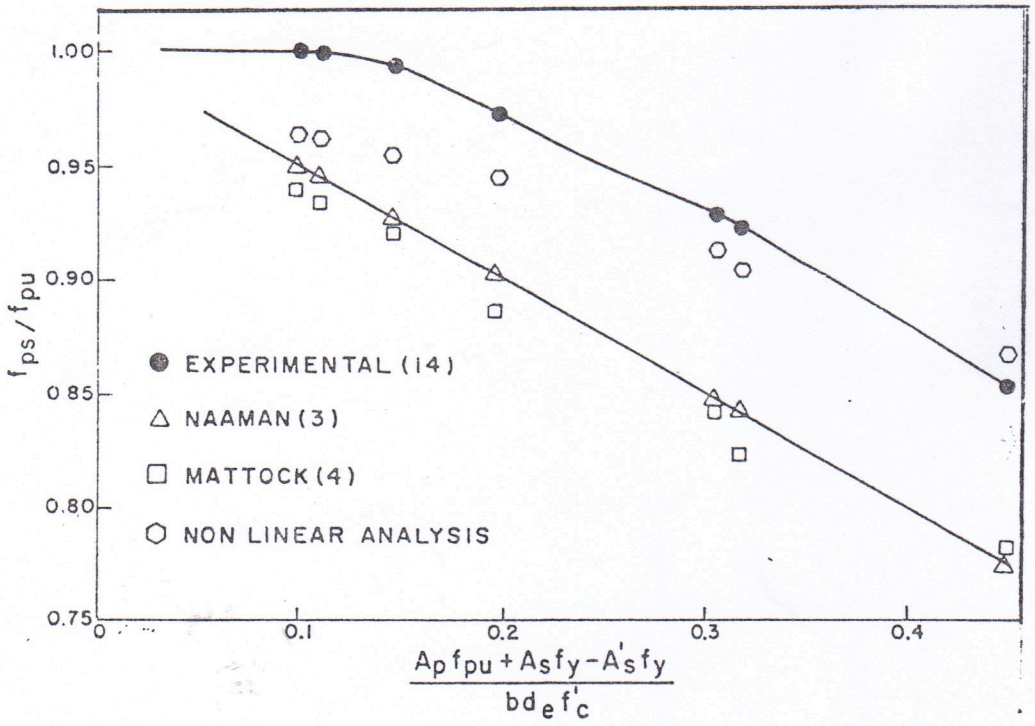
Ap = مساحة الحديد مسبق الاجهاد الكلية .

A_{ns} = مساحة حديد التسليح العادي .

f_{ps} = الاجهاد الاقصى للحديد مسبق الاجهاد عند فشل المقطع الخرساني.

fy = اجهاد خضوع الحديد العادي.

اما نتائج البحث العملي فلم يشر اليها ، ولكن تم اجراء مقارنة تشمل النتائج العملية مع معادلات لبحوث نظرية كما في الشكل ٦ - ٢ .



شكل (٦ - ٢) مقارنة بين النتائج العملية لبحث Naaman and Harajli مع طرق نظرية

وقد استنتج الباحثان انه هناك تقاربا كبيرا بين النتائج العملية والنتائج التي حصلوا عليها باستخدام التحليلات اللاخطية Nonlinear analysis .

وفي عام ١٩٨٥ قام الباحثان Du & Tao (١٠) باجراء بحث مختبري لدراسة تأثير اختلاف كميات الحديد العادي في اجهاد الحديد مسبق الاجهاد غير المرتبط بالخرسانة Unbonded عند الفشل "f_{ps}" للعتبات المسبقة الاجهاد جزئيا .

وقد كانت المتغيرات المعتمدة في البحث :

١ - مساحة حديد التسليح العادي Ans .

٢ - مساحة الحديد مسبق الاجهاد Ap .

٣ - قوة تحمل الخرسانة f'c .

وقد استند البحث على فحص ٢٦ عتبة خرسانية بابعاد ١٦٠ x ٢٢٨ ملم وبطول ٢ر٤ متر محملة باحمال مركزية في نقطتين تبعدان مسافة ١ر٤ متر عن بعضهما .

وتوصل الباحثان الى النتائج الاتية : -

١ - عندما تكون نسبة طول العتبة الى عمقها L/h تساوي ٢٠ محملة باحمال منتظمة distributed loads او باحمال مركزية concentrated في نقطتين تبعدان عن بعضهما مسافة تساوي ثلث طول العتبة فانه يمكن كتابة العلاقة (٣-٣) .

$$f_{ps} = f_{pe} + (786 - 1920\ q_o) \text{ for } f_{ps} \leqslant f_{0.2} \qquad ٣-٣$$

حيث ان : -

f_{pe} = الاجهاد المؤثر في الحديد مسبق الاجهاد قبل التحميل ويتراوح من $(0.55 - 0.65) f_{0.2}$

$f_{0.2}$ = الأجهاد في الحديد مسبق الأجهاد عند أنفعال قدره ٢ر٠ ٪ .

q_o = معامل التسليح ويمكن ايجاده من المعادلة (٤-٢)

$$q_o = \frac{A_p f_{pe}}{b_{dp} f'_c} + \frac{A_{ns} f_y}{b_{dp} f'_c} \qquad ٤-٢$$

اما تحديدات المعادلة (٤-٢) فهي ان $q_o \leqslant .3$

حيث ان : -

b = عرض العتبة

d_p = موقع الحديد مسبق الاجهاد مقاسا من السطح العلوي للعتبة

f'_c = مقاومة انضغاط الاسطوانات الخرسانية بابعاد ١٥٠X٣٠٠ ملم

٢ - لاحظ الباحثان بانه هناك تشابها كبيرا بين العتبات مسبقة الاجهاد المرتبطة بالخرسانة bonded وبين تلك غير المرتبطة بالخرسانة unbonded من حيث عدد الشقوق في منطقة العزم الثابت على ان تكون ادنى نسبة للحديد العادي تساوي $A_{ns}/b\ d_p > .004$ في الحالتين .

٣ - تقل المطيلية ductility بزيادة معامل التسليح "q_o" .

٤ - تكون قيمة التغير في الاجهادات المتولدة في الحديد مسبق الاجهاد "Δf_{ps}" عالية لنسب واطئة من معامل التسليح .

٦ - ٢ البحوث النظرية

١ - ٦ - ٢ حساب المطيلية ductility

قام الباحثان Thompson and Park (١١) في عام ١٩٨٠ باجراء دراسة تحليلية لبيان مدى تأثير الحديد مسبق الاجهاد وتوزيعه ونسبة وتوزيع حديد التسليح العادي ونسبة الحديد العرضي Transverse steel علاوة على الغطاء الخرساني concrete cover على مطيلية التقوس Curvature ductility للعتبات المستطيلة الشكل .

وكان الهدف من البحث هو وضع مقترحات لمتطلبات التصاميم

الانشائية في المناطق التي يمكن ان تتعرض للهزات الارضية والتي تتعلق بتوزيع حديد التسليح الطولي والعرضي في المناطق التي يمكن ان تتكون فيها المفاصل اللدنة Plastic hinges للعتبات المسبقة الاجهاد كليا وجزئيا .

كانت اهم النتائج التي تم التوصل اليها : -

١ - تم اقتراح تحديد معين في العتبات الخرسانية المسبقة الاجهاد لمعامل الحديد مسبق الاجهاد الذي يقع خارج مركز ثقل العتبة "eccentric" للحصول على مطيلية جيدة للتصاميم الزلزالية كما في المعادلة ٢-٩ : -

$$A_{ps} f_{ps} / bd_p f'_c \leqslant 0.2 \qquad ٢-٩$$

حيث ان : -

f_{ps} = الأجهاد الأقصى للحديد مسبق الاجهاد عند فشل المقطع الخرساني

b = عرض المقطع الخرساني .

d_p = عمق الحديد مسبق الاجهاد

f'_c = مقاومة تحمل انضغاط الاسطوانات الخرسانية بابعاد ١٥٠ X ٣٠٠ ملم .

٢ - المقاطع الخرسانية المسبقة الاجهاد التي ينطبق فيها مركز ثقل الحديد مسبق الاجهاد في مركز ثقل المقطع الخرساني concentric تكون ذات مطيلية جيدة بشرط عدم التواء buckling الحديد مسبق الاجهاد .

٣ - تزداد مقاومة التحمل والتشققFlexural and cracking strength للمقطع الخرساني المسلح تسليحا عاديا بشكل متناظر في اعلى المقطع واسفله في حالة اضافة الحديد مسبق الاجهاد في وسط المقطع دون تأثير يذكر في المطيلية .

٤ - ان لسمك الغطاء الخرساني concrete cover تأثير محدود جدا في العلاقة بين تغير العزم والتقوس للعتبات المسبقة الاجهاد الحاوية على حديد تسليح عادي .

وقام الباحثون Naaman,Harajli and Wight (١٢) في عام ١٩٨٦ باجراء دراسة معاملية Parametric study لايجاد العوامل المؤثرة في المطيلية ، وكانت المتغيرات المعتمدة :-

١- مقطع العتبة .

٢- نسبة الاجهاد الجزئي Partial Prestressing ratio PPR كما في المعادلة ٢-٢ .

٣- معامل التسليح $\bar{W}$ كما حسب المعادلة (٦-١٢):

$$\bar{W} = .85\ \beta_1\ C / d_e \qquad ٢-٦$$

حيث ان :-

C = عمق محور التعادل عند الفشل مقاسا من الشريحة المعرفة لاقصى انضغاط.

$\beta_1 = 0.85$ for $f'c \leq 30$

$\beta_1 = 0.65$ for $f'c \geq 55$

$\beta_1 = 0.85 - 0.008\,(f'c - 30)$ for $30 < f'c < 55$

d_e = عمق نقطة تاثير قوة الشد في الحديد .

٤- مقاومة انضغاط الخرسانة f'_c.

٥- مساحة الحديد مسبق الاجهاد وحديد التسليح العادي ومواصفاتهما .

ومن اهم النتائج التي تم التوصل اليها :-

١- تقل المطيلية بزيادة معامل التسليح $\bar{W}$ المعرف بالمعادلة ٦ - ٢ .

٢- تزداد المطيلية وبزيادة قيمة الاجهاد المؤثر "f_{pe}" (الذي يساوي اجهاد الشد مطروحا منه الفواقد) ولنفس نسبة الاجهاد الجزئي PPR المعرف بالمعادلة (٢ - ٢) .

٣- تم ايجاد العلاقة ٢-٧

$$C/\ d_e = .008 + 1.37\ \bar{W} \qquad ٢-٧$$

حيث ان :-

C = عمق محور التعادل N.A مقاساً من السطح العلوي للمقطع.

d_e = عمق مركز قوة الشد.

$\bar{W}$ = معامل التسليح المعرف بالمعادلة (٦ - ٢).

٤- اقترح الباحثان المعادلات الواردة في الجدول (١-٢).

جدول (١ - ٢) المعادلات المقترحة من قبل Namaan and Hqrajli .

Average	Lower bound	Upper bound	Parameter
$\frac{1}{1.5\bar{w}-.075}$	$\frac{1}{1.94\bar{w}-.08}$	$\frac{1}{\bar{w}-.045}$	curvature ductility ratio
$\frac{1.07-1.58\bar{w}}{1050\bar{w}-45}$ $\frac{Lp}{dp/2}$	$\frac{1.05-1.65\bar{w}}{1300\bar{w}-40}$ $\frac{Lp}{dp/2}$	$\frac{1.05-\bar{w}}{850\bar{w}-35}$ $\frac{Lp}{dp/2}$	Plastic rotation (radians)

حيث ان :-

$\bar{W}$ = معامل التسليح المعرف بالمعادلة (٦ - ٢).

L_p = طول المفصل اللدن Plastic hinge length .

d_p = عمق الحديد مسبق الاجهاد.

واقترح الباحثون Skogman,Tadros and Grasmick (١٣) في عام ١٩٨٨ معادلة موحدة (المعادلة ٨ - ٢) لحساب المطيلية ductility للعناصر الانشائية الاعتيادية والمسبقة الاجهاد.

$$C/h \leqslant 120 \quad \epsilon cu \qquad (٢-٨)$$

حيث ان :-

c = عمق محور التعادل عند الفشل مقاسا من الشريحة المعرضة لاقصى انضغاط.

h = العمق الكلي للمقطع .

ε_{cu} = اقصى انفعال انضغاط للخرسانة وتساوي ٠,٠٠٣ مالم يتم تحديد قيم اخرى اعلى.

واقترحوا استعمال المعادلة ٨ - ٢ كحد ادنى لمتطلبات المطيلية بدلا من الحد الاعلى لكمية حديد التسليح الواردة في الكود الامريكي (code-83) - ACI ضمن الفقرة 10.3 للخرسانة العادية والفقرة 18.8.1 للخرسانة المسبقة الاجهاد ، خاصة في الحالات التالية : -

١ - $d_p > 0.85\ h$ للخرسانة المسبقة الاجهاد

٢ - $ds > 0.816\ h$ للخرسانة الاعتيادية

حيث ان :

d_p = عمق الحديد مسبق الاجهاد

ds = عمق حديد التسليح العادي

h = العمق الكلي للمقطع الخرساني

ومن خلال اجراء مقارنة (من قبل الباحثين) بين الطريقة المقترحة ومعادلات مقترحة اخرى من قبل Naaman (١٧) ، الكود الكندي (٣٦) الكود الامريكي (٣٤) ، ودليل الكود الامريكي (٣٧) .

فقد لاحظوا ان جميع النتائج قابلة للمقارنة ماعدا معادلة الكود الامريكي (٣٤) فهي لاتعطي نتائج مقبولة للاشكال غير المستطيلة .

٢ - ٦ - ٢ تقدير وحساب عرض الشقوق بتأثير الاحمال الخدمية

قام الباحثان Suri and Dilger (١٤) في عام ١٩٨٦ بدراسة تحليلية احصائية Statistical analysis من خلال الاستفادة من نتائج بحوث عملية (لم يمكن الحصول عليها نظرا لان معظمها مأخوذ من اطروحات غير متوفرة) .

وكان الهدف من البحث هو ايجاد معادلات لتقدير عرض الشقوق التي تحدث في المنشات المسبقة الاجهاد جزئيا .

وتوصل الباحثان الى ما يلي :

١ - يمكن تقدير اقصى عرض للشقوق تحت تأثير الاحمال الخدمية للعتبات التي تحتوي على حديد تسليح عادي مبروم deformed bar زيادة على حديد مسبق الاجهاد بشكل اسلاك wires من المعادلة ٩ - ٢ .

$$W_{max.} = 0.894 \times 10^{-3} fs - 0.185 \qquad ٢ - ٩$$

٢ - تم اقتراح المعادلة (٢ - ١٠) لتقدير اقصى عرض للشقوق : -

$$W_{max.} = k\ fs\ C_1 \left(A_t / A_s\right)^{0.5} \qquad ٢ - ١٠$$

حيث ان :

fs = الاجهاد في الحديد بعد رفع الانضغاط عن الخرسانة steel stress after decompression

$W_{max.}$ = اقصى عرض للشقوق تحت تأثير الاحمال الخدمية

k = ثابت constant

C_1 = سمك الغطاء الخرساني

A_t = مساحة الخرسانة الواقعة تحت محور التعادل المتأثرة باجهادات شد

A_s = المساحة الكلية للحديد في منطقة الشد

٣ - اقتراح الباحثان (لاغراض التصميم) قيما للزيادة المسموح بها في اجهاد الحديد بعد مرحلة ازالة الضغط عن الخرسانة "Post - decompression" حسب عرض الشقوق ، كما في الجدول (٢ - ٢) .

القيم المقترحة لاجهاد الحديد المسموح

جدول ٢ - ٢ به كما في بحث Suri and Dilger

عرض الشق (ملم)	اجهاد الحديد fs بموجب افضل خط (ميكا باسكال)	اجهاد الحديد fs المقترح للتصميم (ميكا باسكال)
٠٫١	١٥٠	١٠٠
٠٫٢	٢٤٠	١٧٥
٠٫٣	٣٢٠	٢٥٠
٠٫٤	٣٩٠	٣٣٥

٤ - وتوصل الباحثان الى ان لقياس اقصى عرض مسموح به للشقوق في العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا يمكن استعمال المعادلة ١٢ - ٢ هي نفس المعادلة التي اقترحها من قبل Gergely - Lutz ولكن بتعديل قيم K_1 .

$$W_{max.} = K_1 \, fs \, (C_1 \, . \, A)^{1/3} \qquad ٢ - ١١$$

حيث ان :

W_{max} = اقصى عرض مسموح به للشقوق

K_1 = ثابت

fs = اجهاد الحديد بعد مرحلة ازالة الانضغاط عن الخرسانة

C_1 = سمك الغطاء الخرساني

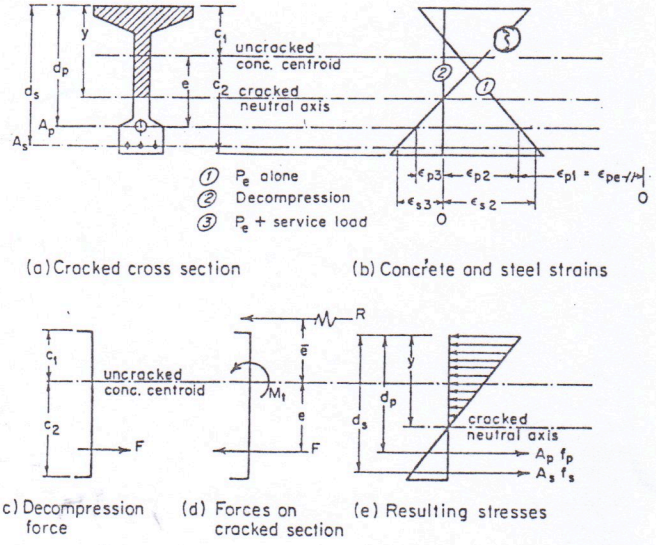
A = مساحة الخرسانة المتعرضة لقوى الشد والتي تحيط بكل واحد من حديد التسليح

٣ - ٦ - ٢ حساب اقصى اجهاد في حديد السحب عند الفشل f_{ps}

قام الباحث Nilson (١٥ ، ١٦) في عام ١٩٧٦ باقتراح طريقة لحساب اجهادات الانثناء المرنة elastic flexural stresses في

الخرسانة والحديد مسبق الاجهاد والحديد العادي في المقاطع الخرسانية المسبقة الاجهاد جزئيا والقابلة للتشقق تحت تأثير الاحمال الخدمية .

والاساس الذي استند اليه في تحليل المقاطع المتشققة Cracked cross sections هو الافتراض بان المقطع معرض الى قوة خارجية وهمية Ficticious تؤدي الى زوال الضغط عن مقطع الخرسانة Decompression of whole section والذي يلغي تأثيره بعد ذلك بتسليط القوة F باتجاه معاكس كما هو موضح في الشكل ٧ - ٢ :



الشكل (٧-٢)

اساس تحليل الاجهادات في المقطع المتشقق كما في بحث Nilson (١٥ ، ١٦)

اما محصلة القوى R فتسلط على مسافة $\bar{e}$ كما في المعادلة

$$\bar{e} = [M_t - F_e] / R \qquad ٢ - ١٢$$

حيث ان :

$\bar{e}$ = المسافة بين نقطة تأثير القوة R ومركز ثقل المقطع غير المتشقق

M_t = العزم بتأثير الاحمال الخارجية والوزن

F = القوة المعاكسة والمساوية بالمقدار للقوة الوهمية

e = المسافة بين نقطة تأثير قوة السحب ومركز ثقل المقطع غير المتشقق

$F = R$

ثم يتم تحليل المقطع بنفس طريقة تحليل العتبات المسلحة تسليحا عاديا والمجموع الكلي للاجهادات يكون بموجب المعادلة ٢ - ١٣

$$f_{pS} = f_{p1} + f_{ps} + f_{p3} \qquad \text{أ ٢ - ١٣}$$

$$f_{nS} = f_{nS3} \qquad \text{ب ٢ - ١٣}$$

$$fc = fc_3 \qquad \text{ج ٢ - ١٣}$$

حيث ان :

f_{pS} = الاجهاد في حديد مسبق الاجهاد

f_{p1} , f_{p2} , f_{p3} = الزيادات الحاصلة في اجهاد الحديد مسبق الاجهاد للمراحل الثلاث المبينة في الشكل ٢ - ٧ ب

f_{nS3} = الزيادة الحاصلة في اجهاد الحديد العادي في المرحلة الثالثة

f_{nS} = الاجهاد في الحديد العادي

f_c = الاجهاد في الخرسانة

f_{c3} = الزيادة في اجهاد الخرسانة في المرحلة الثالثة

وقام الباحث Naaman (١٧) في عام ١٩٧٧ بوضع طريقة للتحليل اللاخطي كمحاولة لدراسة تصرف الخرسانة المسبقة الاجهاد كليا وجزئيا عند التحمل الاقصى للمقاطع الخرسانية .

وكان الهدف من البحث هو دراسة وتحليل تأثير بعض المتغيرات المهمة (حسب رأي الباحث) مثل مواصفات الحديد مسبق الاجهاد وكمية حديد التسليح العادي واقصى انفعال ضغط يمكن ان تصله الخرسانة "ϵ_{cu}" على سلوك وتصرف المقاطع الخرسانية عند التحمل الاقصى .

واقترح احتساب قيمة اقصى اجهاد للحديد مسبق الاجهاد عند فشل المقاطع المستطيلة او التي على شكل حرف "T" بموجب المعادلة (١٤ - ٢) :

$$f_{ps} = A / (\epsilon_{ps} + B) + C\,\epsilon_{ps} + D \qquad ٢-١٤$$

حيث ان :

f_{ps} = الاجهاد الاقصى في الحديد مسبق الاجهاد عند فشل المقطع الخرساني .

A,B,C,D = ثوابت تعتمد على مواصفات المواد المستعملة ، والاجهاد بالاضافة الى الخواص الهندسية للمقطع .

ولحل المعادلة (١٤ - ٢) اقترح الباحث طريقة رسم بيانية حيث يتم ايجاد نقطة تقاطع المنحني الذي يمثل المعادلة (١٤ - ٢) مع منحني الاجهاد والانفعال الحقيقي لحديد مسبق الاجهاد المستعمل ، والتي تمثل قيمة اقصى اجهاد لحديد مسبق الاجهاد .

واقترح ايضا طريقة تحليل مبرمجة لتحليل العناصر ذات المقاطع الخرسانية المتعددة وانواع مختلفة من الحديد مسبق الاجهاد والحديد العادي .

ومن خلال قيام الباحث بمقارنة هذه الطريقة مع طرق اخرى توصل الى ان معادلات الكود الامريكي (٣٤) لحساب التحمل الاقصى تعطي نتائج اقل بنسبة ١٠٪ من تلك المحسوبة بطريقة التحليلات اللاخطية (١٧) .

ووضع الباحثان Ghali and Tadros (١٨) في عام ١٩٨٥ طريقة لتخمين الاجهادات والانفعالات في مقاطع العتبات الخرسانية المسبقة الاجهاد جزئيا بافتراض كونها لاتتعرض للتشقق تحت تأثير الاحمال الثابتة وانما تتشقق بتأثير الاحمال الحية .

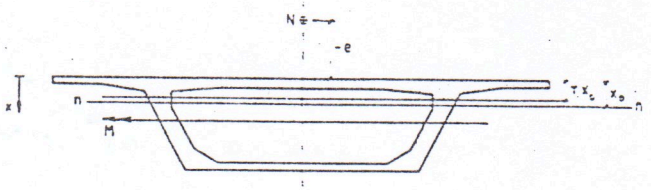
واعتمد الباحثان طريقة التراكب Super Position لحساب تأثير قوة الشد الاولية Initial Prestressing force والتغير في الاجهاد بتأثير الانكماش Shrinkage والهطول بسبب الزحف creep والارتخاء relaxation بفترات زمنية مختلفة .

اذ يتم حساب الانفعال المحوري axial strain والتقوس curvature والاجهاد في الخرسانة والحديد مسبق الاجهاد والحديد العادي على ثلاث مراحل : الاولى قبل تسليط الاحمال والثانية بعد تسليط الاحمال وقبل التشقق والثالثة بعد تسليط الاحمال وبعد حدوث التشقق ويتم جمع نتائج المراحل الثلاث للحصول على قيم الانفعال والتقوس والاجهاد النهائية .

اما الباحث Brondum - Nielsen (١٩) فقد اجرى في عام ١٩٨٦ دراسة بيّن فيها طريقة حساب التحمل الاقصى للعتبات الخرسانية المسلحة تسليحا عاديا والمسبقة الاجهاد كليا وجزئيا والتي يمكن ان تتعرض لعزم انحناء متناظر "Symmetric bending" .

وكان الهدف من البحث هو تحليل المقاطع الخرسانية على اساس الحالة الحدية لاقصى عزم يتحمله المقطع في حالة تعرض المقطع الى عزوم فقط . (Ultimate lmit state value , Mu)

اما في حالة تعرض المقطع الخرساني الى قوة محورية فيتم حساب الحالة الحدية لاكبر قوة (Ultimate limit state value , Nu) والتي تتضح مواقعها من الشكل ٩ - ٢ .



شكل (٢-٨) مقطع الخرسانة المتشقق المتعرض لعزم انحناء متناظر كما في بحث Nielsen

واقترح الباحث المعادلتين (١٥ - ٢) ، (١٦ - ٢) لحساب التحمل

الاقصى عندما تكون القوة المحورية تساوي صفرا (N = ٠) وكذلك لحساب اغلى قيمة للقوة المحورية التي يمكن ان يتعرض لها المقطع الخرساني على التوالي

$$Mu = \sum X\ As\ fs - f_c \int_{X=0}^{X=\gamma c} X\ b\ (X)\ d_x \qquad ٢ - ١٥$$

$$Nu = e^{-1}\left[f_c \int_{X=0}^{X=\gamma c} X\ b\ (X)\ d_x - \sum Xs\ As\ fs\right] \qquad ٢ - ١٦$$

حيث ان :

As = مساحة مقطع الحديد مسبق الاجهاد او الحديد العادي

fs = الاجهاد في الحديد

f_c = اجهاد انضغاط الخرسانة

b = عرض المقطع الخرساني

Xs = الاحداث الافقي للحديد مسبق الاجهاد او الحديد العادي

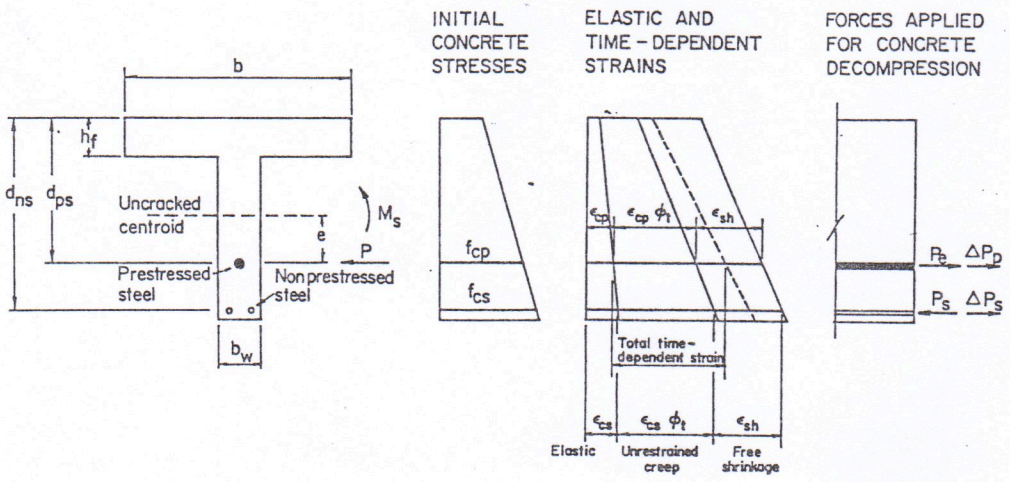
e = الاحداثي الافقي للقوة N .

اما الباحثان Suri & Dilger (٢٠) فقد اعدا في عام ١٩٨٦ معينات تصميمية "design aids" على شكل جداول ومنحنيات لتسهيل عملية حساب الاجهاد المتولد في الحديد مسبق الاجهاد بعد مرحلة رفع الانضغاط عن السطح السفلي للخرسانة "decompression" في المقاطع الخرسانية المسبقة الاجهاد كليا وجزئيا التي تعرضت للتشقق .

واقترح الباحثان طريقتين الاولى تفصيلية والثانية مبسطة :

١ - الطريقة التفصيلية :

وتعتمد على رفع الانضغاط عن السطح السفلي لخرسانة المقطع وذلك عن طريق تسليط قوة وهمية "Pdec" "decompression" كما يتضح من الشكل ٩ - ٢ .



شكل ((٢-٩)) القوى التي يجب ان تسلط في مستوى الحديد لرفع الانفغاط عن الخرسانة كما في بحث Suri & Dilger

واقترح الباحثان المعادلات (٢ - ١٧)، (٢ - ١٨)، (٢ - ١٩) (٢ - ٢٠)، (٢ - ٢١)، (٢ - ٢٢)، لحساب الاجهادات .

$$P = P_e + \Delta P_p + P_s + \Delta P_s \qquad ٢ - ١٧$$

$$\Delta P_p = -\left[f_{cpe} / E_c\right] E_s A_{ps} \qquad ٢ - ١٨$$

$$\Delta f_{ps} = n f_c \phi_t + \epsilon_{sh} E_s + f_{re} / 1+n(\rho_p+\rho_s)(1+e^2/r^2)(1+.8\phi_t) \qquad ٢ - ١٩$$

$$f_{ns} = n f_c \phi_t + \epsilon_{sh} E_s / 1+n(\rho_p+\rho_s)(1+e^2/r^2)(1+.8\phi_t) \qquad ٢ - ٢٠$$

$$f_{ps} = f_s\left[d_p - C / d - C\right] \qquad ٢ - ٢١$$

$$f_{ns} = f_s\left[d_s - C / d - C\right] \qquad ٢ - ٢٢$$

حيث ان :

f_{pe} = قوة السحب المؤثرة (مطروحا منها الفواقد) .

ΔP_p = القوة الازمة لجعل الاجهاد في الخرسانة الواقعة في

مستوى الحديد مسبق الاجهاد (fcpc) يساوي صفرا تحت تأثير قوة السحب والاحمال الميتة

Ps = القوة المتولدة في حديد التسليح العادي بتأثير الانفعالات المعتمدة على الزمن

Es = معامل مرونة الحديد

ϵ_{sh} = الانكماش الطليق

ΔPs = القوة اللازمة لجعل الاجهاد في الخرسانة الواقعة في مستوى حديد التسليح العادي fcse يساوي صفرا بتأثير الاحمال الميتة وقوة السحب .

n = نسبة معامل مرونة الحديد الى معامل مرونة الخرسانة

fc = اجهاد انضغاط الخرسانة في مستوى الحديد مسبق الاجهاد تحت تأثير الاحمال الثابتة وقوة السحب الاولية .

ϕ_t = معامل الهطول بتأثير الزحف "creep coefficient"

fre = الارتخاء الحقيقي intrinsic

ρ_p = Aps / Ac

ρ_s = Ans / Ac

e = المسافة بين مركز ثقل الحديد مسبق الاجهاد ومركز ثقل المقطع الخرساني

r = نصف قطر الدوران ،

Ac = مساحة المقطع الخرساني الكلي ,

Ic = عزم القصور الذاتي للمقطع الخرساني الكلي .

dns,dp = مواقع الحديد مسبق الاجهاد والحديد العادي على التوالي مقاسا من الشريحة الخرسانية العليا المتعرضة لاعلى اجهاد انضغاط .

c = عمق محور التعادل عند التحمل الاقصى .

d = عمق الحديد (حديد الشد العادي + حديد مسبق الاجهاد).

fs = الاجهاد في الحديد (حديد الشد العادي + حديد مسبق الاجهاد).

اما الطريقة المبسطة فتعتمد في حساب الاجهاد في الحديد بعد مرحلة ازالة الانضغاط عن الخرسانة decompression على المعادلة (٢ - ٢٣) .

$$fs = \frac{Ms - Mdec.}{(Aps + Ans)\, d} \qquad ٢ - ٢٣$$

حيث ان :

Ms = عزم الاحمال الخدمية service moment

Mdec. = العزم الذي يجعل اجهاد انضغاط الخرسانة يساوي صفرا .

اما الجانب النظري للبحث الذي تم التطرق اليه ضمن البحوث المختبرية والذي تم دراسته من قبل الباحثين Naaman and Harajli (٩) في عام ١٩٨٥ فقد استند الى دراسة مكثفة لحساب اقصى اجهاد يمكن ان يصله حديد السحب "f_{ps}" عند فشل العناصر الانشائية المسبقة الاجهاد جزئيا وذلك باستخدام التحليلات اللاخطية Nonlinear analysis .

وكانت المتغيرات المعتمدة في البحث (٩) :

١ - مقطع العتبة

٢ - معامل التسليح $\bar{W}$ (كما في المعادلة ٦ - ٢)

٣ - نسبة الاجهاد الجزئي PPR (كما في المعادلة ٢ - ٢).

٤ - مقاومة الخرسانة للانضغاط

٥ - مساحة الحديد مسبق الاجهاد A_p والحديد العادي Ans مع مواصفاتهما .

٦ - قوة الشد المؤثرة f_{ps} وهي قوة الشد مطروحا منها كافة الفواقد .

وكانت اهم النتائج التي تم التوصل اليها :

١ - اقصى اجهاد في الحديد مسبق الاجهاد "f_{ps}" عند فشل العتبة لايتأثر بمواقع الحديد في المقطع .

٢ - تعكس المعادلة الواردة في الكود الامريكي (٣٤) برقم (18-3) - والتي سيلي ذكرها لاحقا في الفصل الثالث - تعقيدا ليس له مبرر اذ ان اقصى اجهاد في الحديد مسبق الاجهاد يتأثر بمقدار قليل جدا بقيمة "γ_p" التي تعكس خواص الارتخاء relaxation للحديد مسبق الاجهاد زيادة على انها لاتتأثر بقيمة d/d_p .

حيث ان :

d_{ns} = عمق حديد التسليح العادي الواقع في المنطقة المعرضة لاجهاد شد .

d_p = عمق حديد مسبق الاجهاد .

٣ - قوة تحمل الخرسانة للانضغاط لها تأثير محدود على اقصى اجهاد لحديد مسبق الاجهاد عند الفشل "f_{ps}" .

٤ - اقترح الباحثان المعادلات (٢ - ٢٤) ، (٢ - ٢٥) ، (٢ - ٢٦) ، (٢ - ٢٧) ، (٢ - ٢٨) .

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - .3\ C/d_u\right] \qquad ٢ - ٢٤$$

$$d_u = (A_{ps}\ f_{pu}\ d_p + A_{ns}\ f_y\ d_s)/(A_{ps}\ f_{pu} + A_{ns}\ f_y) \qquad ٢ - ٢٥$$

$$C = (A_{ps}f_{pu} + A_{ns}f_y - A_sf_y)/(.85\ \beta_1 f'_c + .3A_{ps}f_{pu}/d_u) \qquad ٢ - ٢٦$$

$$d_e = PPR\ d_p + (1 - PPR)\ d_s \qquad ٢ - ٢٧$$

$$M_n = (A_{ps}f_{ps} + A_{ns}f_y)(d_e - \beta_1 C/2) - (A_sf_y - \beta_1 C/2) \qquad ٢ - ٢٨$$

حيث ان :

f_{pu} = اقصى اجهاد شد مباشر يتحمله الحديد مسبق الاجهاد

c = عمق محور التعادل عند الفشل

d_u = مركز تأثير قوة الشد بفرض ان $f_{ps} = f_{ps}$

d_e = مركز تأثير قوة الشد .

A_s, A_{ns}, A_{ps} = مساحة الحديد مسبق الاجهاد والشد وحديد الانضغاط على التوالي .

f_{ps} = اقصى اجهاد للحديد مسبق الاجهاد عند فشل المقطع الخرساني .

f'_c = مقاومة انضغاط الاسطوانات الخرسانية بابعاد ١٥٠x٣٠٠ ملم

f_y = اجهاد خضوع حديد التسلح العادي .

وقام الباحثون Skogman , Tadros & Grasmick (٢١) في عام ١٩٨٨ بدراسة وتحليل نظرية مقاومة الانثناء "Flexural strength theory" للعتبات الخرسانية المسبقة الاجهاد كليا او جزئيا بطريقة توافق الانفعالات Strain compatibility .

وافترض الباحثون بان الاجهاد في حديد الانضغاط "Compressive reinforcement" يساوي صفرا ، كما ان الاجهاد المتولد في الحديد مسبق الاجهاد وحديد التسليح العادي يساوي اجهاد الخضوع لكليهما .

وتوصل الباحثون الى اقتراح طريقة تقريبية لحساب اجهادات الحديد مسبق الاجهاد والحديد العادي عند فشل العتبة ، يمكن تطبيقها على مختلف المقاطع الخرسانية وكما يلي :-

١ - لايجاد عمق محور التعادل للمقاطع الخرسانية المركبة "composite section" تطبق العلاقة (٢٩ - ٢) الواردة في الكود الامريكي في الفقرة 10-2

$$C = a / \beta_1 \qquad ٢ - ٢٩$$

حيث ان :

c = عمق محور التعادل عند الفشل

a = عمق المستطيل المكافيء للاجهاد

اما قيمة β_1 فيمكن ايجادها من المعادلة ٣٠ - ٢

حيث ان :

$$\beta_1 = \sum_k .85\ (f'_c\ A_c\ \beta_1)_k\ /\ F_c \qquad ٢ - ٣٠$$

f'_c = مقاومة انضغاط الاسطوانات الخرسانية

A_c = مساحة المقطع الخرساني

F_c = القوة في الخرسانة

٢ - لايجاد الانفعال في الحديد تطبق المعادلة ٢ - ٣١

$$\epsilon_i = \epsilon_{cu}\ (d_i/C - 1) + \epsilon_{i,dec.} \qquad ٢ - ٣١$$

حيث ان :

ϵ_i = الانفعال في الطبقة "i" من الحديد

ϵ_{cu} = اقصى انفعال ضغط في الخرسانة

d_i = عمق الطبقة i من الحديد

$\epsilon_{i.dec.}$ = الانفعال في الطبقة i من الحديد بعد مرحلة ازالة الانضغاط عن الخرسانة "after decompression" .

٣ - ولايجاد الاجهاد في الحديد يمكن تطبيق المعادلتين (٢ - ٣٢) ، (٢ - ٣٣) .

$$f_i = \epsilon_i E_s \left[Q + \frac{1-Q}{(1 + \epsilon_i\ ^* R)^{1/R}} \right] < f_{pu} \qquad ٢-٣٢$$

$$\epsilon_{i^*} = \epsilon_i\ E_s\ /\ K\ f_{py} \qquad ٢-٣٣$$

حيث ان :

f_i = الاجهاد في الطبقة i من الحديد

ϵ_i = الانفعال في الطبقة i من الحديد

E_s = معامل مرونة الحديد

Q,R,K = ثوابت تعتمد على خواص الحديد

f_{py} = اجهاد خضوع الحديد مسبق الاجهاد

f_{pu} = اقصى اجهاد شد مباشر للحديد مسبق الاجهاد

وقد اقترح الباحث Loov (٢٢) في عام ١٩٨٨ معادلات نظرية تقريبية يمكن استخدامها لحساب اقصى اجهاد في حديد مسبق الاجهاد

"f_{ps}" عند فشل العنصر الانشائي .

وتوصل الباحث الى المقترحات التالية : -

١ - ان متطلبات الكود الامريكي (٣٤) الواردة في الفقرة 18.7.2 من الكود والتي بموجبها تضع حدا اعلى لموقع حديد الانضغاط في المقطع الخرساني (d') لاتناسب جميع الحالات اذ انها لاتضمن وصول حديد الانضغاط الى حالة الخضوع .

وكذلك فقد اقترح الباحث العلاقة (٣٤ - ٢) للتأكد من وصول الاجهاد في حديد الانضغاط الى حالة الخضوع Yield .

$$C > d' / (1 - \epsilon'_y / \epsilon_{cu}) \qquad ٣٤ - ٢$$

حيث ان :

C = موقع محور التعادل عند الفشل مقاسا من الشريحة المعرفة لاقصى انضغاط .

d' = موقع حديد الانضغاط بالنسبة الى الشريحة المعرفة لاعلى انضغاط .

ϵ'_y = الانفعال في حديد الانضغاط عند وصوله الى حالة الخضوع

ϵ_{cu} = اقصى اجهاد انضغاط للخرسانة عند الفشل .

٣ - اقترح الباحث المعادلة (٣٥ - ٢) لحساب اقصى اجهاد للحديد مسبق الاجهاد "f_{ps}" عند فشل العنصر الانشائي

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - K_h \frac{C_{sf}}{d_p} \right) / \left(1 + k_h \frac{C_{pu}}{d_p} \right) \qquad ٣٥ - ٢$$

حيث ان :

f_{pu} = اقصى اجهاد شد مباشر للحديد مسبق الاجهاد

K_h = عامل لتعديل قيم معادلات القطع الزائد

C_{sf} = موقع محور التعادل نتيجة التأثير المشترك لحديد التسليح العادي والحافة البارزة flange

$$C_{pu} = C_p \quad f_{pu} / f_{ps}$$

C_p = موقع محور التعادل بتأثير الحديد مسبق الاجهاد

dp = موقع الحديد مسبق الاجهاد

٤ - ٦ - ٢ التصميم على اساس المعايير الخدمية Serviceability

قام الباحثان Naaman and Siriaksorn (٣) في عام ١٩٧٩ باقتراح طريقة لتحليل العتبات الخرسانية المسبقة الاجهاد جزئيا بطريقة التوازن Equilibrium والتوافق compatibility للمقاطع الخرسانية قبل التشقق وبعده .

ولتقدير كمية الاجهاد في العتبات الخرسانية المسبقة الاجهاد جزئيا فقد استحدث الباحثان معاملا يعرف بنسبة الاجهاد الجزئي Partial Prestressing ويرمز له PPR الذي يمثل النسبة بين اقصى عزم يقاومه الحديد مسبق الاجهاد الى اقصى عزم يقاومه الحديد مسبق الاجهاد زيادة على حديد التسليح العادي كما في المعادلة ٢ - ٢.

واقترح الباحثان استخدام معادلات الكود الامريكي (٣٤) لحساب مساحات الحديد او استخدام المعادلتين (٢ - ٣٦) ، (٢ - ٣٧) .

$$A_{ps} = PPR \frac{M_u}{f_{ps}\,(1 - .59\,\bar{W})\phi} \qquad ٢ - ٣٦$$

$$A_{nS} = A_{ps}\, f_{ps} \frac{1 - PPR}{f_y \quad PPR} \qquad ٢ - ٣٧$$

حيث ان :

Ans, Ap = مساحات الحديد مسبق الاجهاد وحديد التسليح العادي على التوالي

fy = اجهاد خضوع حديد التسليح العادي

Mu = اقصى عزم يتحمله المقطع

$\bar{W}$ = معامل التسليح

ثم يتم تحليل المقطع على اساس مقاومته للظروف الخدمية serviceability بمعادلات اقترحها الباحثان (٣) .

اما الباحث Ghali (٢٣) فقد اقترح في عام ١٩٨٦ معادلات نظرية لتحليل اجهادات وانفعالات المقاطع الخرسانية المعرضة للقوى

والعزوم الناتجة من الاحمال الخارجية او الناتجة من تسليط الاجهاد على مراحل مختلفة .

وقد اوضح الباحث بانه يمكن تطبيق المعادلات المقترحة على جميع المقاطع الخرسانية وكذلك على المنشات المحددة سكونيا " staticaly determinate " وغير المحدده سكونيا "staticaly inderminate" .

وبين الباحث انه يمكن حساب التغيرات المعتمدة على الزمن في القوى المتولدة في الحديد مسبق الاجهاد وحديد التسليح العادي بطريقة التوازن والتوافق في انفعالات الخرسانية والحديد دون الاعتماد على معادلات تم ايجادها من بحوث مختبرية .

وقام الباحث Brondum - Nielsen (٢٤) في عام ١٩٨٦ باقتراح سلسلة معادلات نظرية لتحليل اجهادات المقاطع الخرسانية (المتشققة) المسبقة الاجهاد جزئيا او المسلحة تسليحا عاديا تحت تأثير الحالات الحدية للقوى المحورية والعزوم المتناظرة التي تتعرض لها في الظروف الخدمية .

"Serviceability limit state stress analysis"

وكذلك تحليل تغيرات الاجهاد الناتجة عن الانكماش Shrinlage والزحف creep والارتخاء relaxation .

٢ - ٦ - ٥ التصميم على اساس التحمل الاقصى

Ultimate strength design

قام الباحث Naaman(٢٥) في عام ١٩٨٣ باستخدام طريقة التصاميم اللاخطية التقريبية "Approximate nonlinear design" لتصميم المقاطع الخرسانية المسبقة الاجهاد كليا او جزئيا وكذلك لدراسة تصرف تلك المقاطع الخرسانية عند الفشل .

وقد استخدم الباحث منحني الاجهاد والانفعال الحقيقي لحديد مسبق الاجهاد وكذلك فرضيات الكود الامريكي (٣٤) بالنسبة الى

مستطيل الاجهاد المكافيء عند الفشل

"Equivalent rectangular concrete stress block" .

ووضع الباحث برنامج حاسبة لمقارنة التصاميم اللاخطية التقريبية مع التصاميم اللاخطية المضبوطة ، وقد وجد ان الطريقة التقريبية تعطي نتائجا اقل من الطريقة المضبوطة بنسبة ١٪ للتحمل الاقصى للمقطع و ١٣٪ للتقوس curvature .

وبالمقارنة مع معادلات وفرضيات الكود الامريكي ACI (٣٤) ، فان نتائج الاخير كانت اقل من تلك الناتجة من استعمال التصاميم اللاخطية المضبوطة بنسبة ٦٪ للتحمل الاقصى ، ٥٪ للتقوس .

واستنتج من ذلك بان معادلات الكود الامريكي تعطي نتائج عالية لتقدير قيم الهطول والتقوس والدوران .

واعد الباحث Bachmann (٢٦) عام ١٩٨٤ معادلات تصميمية لتصميم الخرسانة مسبقة الجهد جزئيا على اساس الخبرة السويسرية في هذا المجال من العمل .

ومن اهم الاستنتاجات التي توصل اليها هو ان الخرسانة مسبقة الاجهاد جزئيا التي تسلط عليها قوى شد لاحقة اي بعد تصلب الخرسانة "Post tensioned" تعطي حرية اكبر في التصميم وخاصة من خلال اختيار قطر وعدد وموقع الحديد مسبق الاجهاد .

وكذلك بالاعتماد على مساحة الحديد مسبق الاجهاد يمكن اضافة الحديد العادي سواء لاغراض التحمل او للظروف الخدمية .

واقترح كذلك معادلة ٣٨ - ٢ لحساب الشد الاولية P_i .

$$P_i = \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{dec.} + M_{ps}}{e + K} \qquad ٢-٣٨$$

حيث ان :

η = النسبة التخمينية لقوة السحب المتبقية بعد الفواقد .

$M_{dec.}$ = العزم الذي يرفع الانضغاط عن الشريحة السفلى للخرسانة

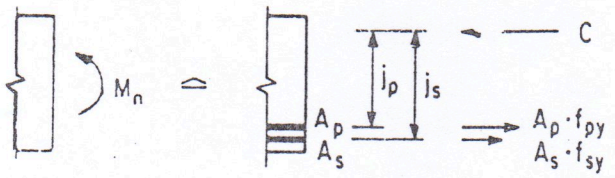
M_{ps} = العزم الثانوي (للعتبات غير المحددة سكونيا) .

e = المسافة بين مركز ثقل الحديد مسبق الاجهاد ومركز ثقل الخرسانة .

K = درجة الاجهاد وتساوي $M_{dec.} / M_{D+L}$

واقترح ان يحسب اقصى تحمل للعتبات على اساس المعادلة (٣٩ - ٢) وبموجب الشكل (١١ - ٢)

$$M_n = A_{ps} f_{py} J_p + A_{ns} f_y J_s \qquad ٢ - ٣٩$$



شكل (١٠-٢) محصلة الاجهادات عند التحمل الاقصى كما في بحث Bachmann

حيث ان :

f_y , f_{py} = اجهاد الخضوع مسبق الاجهاد وحديد التسليح العادي .

اما الباحث Bruggling (٢٧) فقد اقترح في عام ١٩٨٥ طريقة مبسطة لتصميم المنشات المسبقة الاجهاد جزئيا .

وقد بين الباحث ان اضافة حديد التسليح العادي الى العتبات المسبقة الاجهاد توفر امكانية تصميم المقاطع الخرسانية بابعاد واشكال افضل مقارنة مع تصميم تلك المقاطع لتكون مجهدة كليا ، بالاضافة الى اعطائها تصرفا افضل من ناحية الهطول والتشقق واعادة توزيع الاجهادات .

واقترح الباحث ايضا بانه لغرض توزيع الشقوق بشكل منتظم وتقليل عرضها يجب اضافة الحد الادنى من حديد التسليح العادي للمناطق المعرضة لاجهادات شد .

اما الباحثان Peterson & Tadros (٢٨) فقد قدما في عام ١٩٨٥ طريقة مبسطة لحساب مساحات الحديد مسبق الاجهاد وحديد التسليح العادي للعناصر الانشائية ذات المقاطع المستطيلة التي بشكل حرف T المعرضة لعزوم الانثناء والتي يمكن ان تتشقق في ظروف الاحمال الخدمية .

علاوة على ذلك فقد اقترح الباحثان طريقة مبسطة لحساب التغيرات الحاصلة في الاجهاد بمراحل زمنية مختلفة .

وكذلك اشار الباحثان الى ان الاجهاد المتولد في حديد التسليح العادي في مرحلة ازالة الانضغاط عن الخرسانة لايساوي صفرا اذ تكون قيمته مهمة في حسابات الهطول والتشقق .

واقترح الباحثان المعادلتين (٤٠ - ٢) ، (٤١ - ٢)

$$Ms \leqslant Aps(f_{ps,dec.} + \Delta f_{ps})Jsdp + Ans(f_{ns,dec.} + \Delta f_{ns})Jsds \qquad ٤٠ - ٢$$

$$Mu \leqslant \phi\, Aps\, f_{ps}\, Ju\, dp + \phi\, Ans\, f_{ns}\, Ju\, d_{ns} \qquad ٤١ - ٢$$

حيث ان :

Ms = عزم الاحمال الخارجية الكلية في الظروف الخدمية

Mu = اقصى عزم Factored moment

Ans, Aps = مساحات الحديد مسبق الاجهاد وحديد التسليح العادي على التوالي

Ju, Js = معاملات العمق "d" لايجاد ذراع العزم الداخلي تحت تأثير الاحمال الخدمية واقصى عزم على التوالي

$f_{ps,dec.}$ = الاجهاد في الحديد مسبق الاجهاد السحب في مرحلة ازالة الانضغاط عن الخرسانة "decompression"

Δf_{ps} = الزيادة المسموحة في اجهاد الحديد مسبق الاجهاد بعد مرحلة ازالة الانضغاط عن الخرسانة .

Δf_{ns} = التغير المسموح في اجهاد الحديد العادي بعد مرحلة ازالة الانضغاط عن الخرسانة

f_{ps} = اقصى اجهاد في حديد مسبق الاجهاد عند فشل المقطع الخرساني

ϕ = عامل تخفيض المقاومة للمواد ومعرف في الفقرة (3 - 9) في الكود الامريكي (٣٤) ويساوي ٩ر٠ للانحناء .

الخلاصة :

من خلال دراسة البحوث السابقة التي اجريت عن الموضوع يمكن استنتاج ما يأتي :

١ - معظم البحوث المتوفرة عن الموضوع اعتمدت على دراسات معاملية Parametric study كمحاولة لدراسة تصرف المقاطع الخرسانية المسبقة الاجهاد كليا وجزئيا وهذه البحوث افترضت سلوكا معينا للمقاطع الخرسانية خاصة عند الفشل وعلى الاخص فيما يتعلق بالتقوس والهطول وعلاقتهما بالمتغيرات الاخرى التي تكون صعبة القياس عمليا .

٢ - معظم البحوث المتوفرة قدمت دراسات نظرية تهدف الى اقتراح معادلات نظرية لتحليل او تصميم المقاطع الخرسانية المسبقة الاجهاد كليا وجزئيا تكون صالحة لحالات معينة وغير صالحة لحالات اخرى .

٣ - تركزت معظم البحوث حول المنشات المحددة سكونا Determinate structures .

٤ - نتائج البحوث العملية المنشورة قليلة نسبيا واغلبها كانت لمقاطع مستطيلة الشكل .

٥ - اهتم بعض الباحثين بدراسة تأثير معامل التسليح ($\bar{W}$) في تصرف الخرسانة التي تمثل متغيرات عديدة من ضمنها مساحتي الحديد مسبق الاجهاد والحديد العادي اذ انه لم يدرس تأثير كل منهما بشكل منفصل مع تثبيت باقي المتغيرات .

٦ - كانت طرق التحميل المتبعة هي بشكل احمال مركزة في وسط العتبة او في نقطتين او اربعة نقاط تحميل .

٧ - الجدول (٣ - ٢) يضم اهم المعادلات المقترحة بموجب البحوث السابقة التي تم التطرق اليها .

جدول (٣ - ٢) اهم المعادلات المقترحة من البحوث السابقة

اهم المعادلات المقترحة	اسم الباحث
$f_{ps} = f_{pe} + (786 - 1920\ q_o)$ $C/h \leqslant 120$ ϵ_{cu}	Du & Tao (١٠) Skogman , Tadors, and Grasmick (١٣)
$W_{max.} = K\ f_s\ C_1 \left[\frac{A_t}{A_s}\right]^{0.5}$	Suri and Dilger (١٤)
$f_{ps} = \frac{A}{\epsilon_{ps} + B} + \epsilon_{Eps} + D$	Naaman (١٧)
$Mu = \sum X\ Asfs - f_c \int_{x=0}^{x=\eta_c} Xb\ (X)\ d_x$	Brondum-Nielson (١٩)
$fs = Ms - Mdec. / [(A_{ps} + A_{ns})\ d]$ $f_{ps} = f_{pu} [1 - .3\ C / d_u]$ $de = PPR\ dp + (1 - PPR)\ ds$	Suri and Dilger (٢٠) Naaman and Harajli (٩)
$f_i = \epsilon_i\ Es \left[Q + \frac{1+Q}{(1+\epsilon_i * R)^{1/R}}\right] \leqslant f_{pu}$ $\epsilon_i * = \epsilon_i\ Es / k\ f_{py}$	Skogman,Tadros, and Grasmick (٢١)
$f_{ps} = f_{pu} \left[\frac{1 - K_h\ C_{sf}/dp}{1 + K_h\ C_{pu}/dp}\right]$	Loov (٢٢)
$P_i = 1/\eta \quad M_{Dec.} + M_{ps} / (e + k)$	Bachmann (٢٦)
$Mu \leqslant \phi\ A_{ps} f_{ps} Jud_{ps} + \phi\ A_{ns} f_{ns} Jud_{ns}$	Peterson and Tadros (٢٨)

الفصل الثالث

الاعتبارات النظرية

مقدمة :-

في هذا الفصل سيتم تعريف بعض المصطلحات الواردة في البحث والمتعلقة بالاجهاد المسبق الكلي والجزئي وكذلك سيتم بيان تأثير اضافة حديد التسليح العادي والحديد مسبق الاجهاد في مطيلية التقوس حسب راي بعض الباحثين كما ستعرض الطرق والمعادلات التي تمت الاستعانة بها لاجراء المقارنة بين النتائج العملية والنظرية .

٢ - ٣ تعاريف

لغرض تخمين شدة الاجهاد في الحديد مسبق الاجهاد في العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا فقد استحدث معامل (٣) يمكن ان يعرف بانه نسبة الاجهاد الجزئي "PPR" "Partial Prestressing ratio"

او معامل الاجهاد (ip) "Prestressing index"

او درجة الاجهاد (k) degree of Prestress

١ - ٢ - ٣ نسبة الاجهاد الجزئي PPR : -

ويمثل النسبة بين اقصى عزم مقاوم من قبل الحديد مسبق الاجهاد الى اقصى عزم مقاوم من قبل الحديد مسبق الاجهاد والحديد العادي كما في المعادلة (٢ - ٢). وقد اقترحه الباحث Naaman (٣) وهو يمثل قوة الاجهاد في مرحلة التحمل الاقصى .

٢ - ٢ - ٣ معامل الاجهاد ip :-

اقترحه الباحثThurlimann ويمكن ايجاده من المعادلة (٢ - ٢) ولكن باستعمال اجهاد خضوع الحديد المسبق الاجهاد (f_{py}) بدلا من اقصى اجهاد فيه (f_{ps}) .

٣ - ٢ - ٣ درجة الاجهاد K : -

اقترحها الباحث Ramaswamy وهي تعبر عن شدة الاجهاد المعرض له العنصر الانشائي وتعرف بانها النسبة بين العزم الذي يرفع الانضغاط عن الخرسانة الى العزم الناتج عن الاحمال الخدمية الكلية ، كما في المعادلة (١ - ٣) .

وهي تمثل قوة الاجهاد في ظروف الاحمال الخدمية .

$$k = \frac{M_{Dec.}}{M_D + M_L} \qquad (٣-٢)$$

حيث ان : -

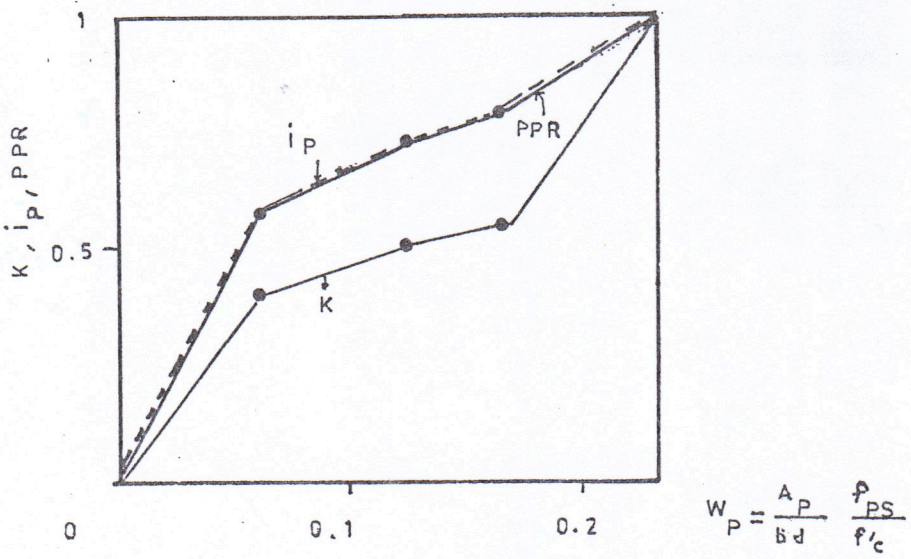
k = درجة الاجهاد

$M_{Dec.}$ = العزم الذي يزيل الانضغاط عن الخرسانة

M_L, M_D = عزم الاحمال الميتة والاحمال الحية على التوالي

وان قيم PPR ، ip ، K تتراوح بين الصفر متمثلة بالخرسانة المسلحة تسليحا عاديا والواحد متمثلة بالخرسانة المسبقة الاجهاد كليا وقد تم اعتماد التعريف الاول اي نسبة الاجهاد الجزئي في هذا البحث .

ويمكن ملاحظة الاختلاف في التعاريف الثلاثة اعلاه من الشكل (١ - ٣) .

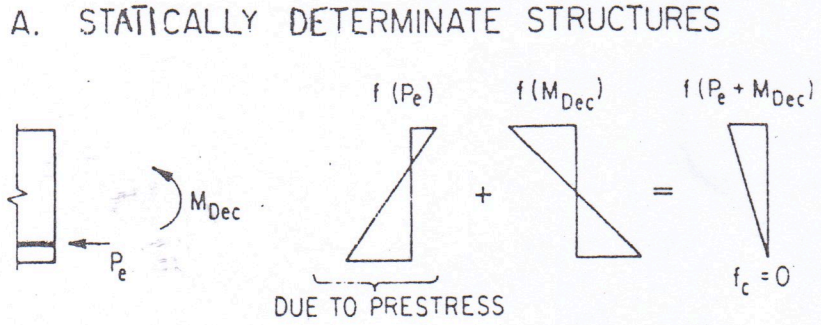


(٣-١) العلاقة بين تعاريف شدة الاجهاد

٣ - ٣ رفع الانضغاط عن الخرسانة decompression : -

اختلف الباحثون في التعبير عن مرحلة رفع الانضغاط عن الخرسانة فمنهم من عبر عنها بانها حالة رفع الانضغاط عن المقطع الخرساني ككل (١٥) ومنهم من عبر عنها بانها مرحلة رفع الانضغاط عن الخرسانة في مستوى حديد الشد (١٤) ، وعبروا عنها كذلك بانها مرحلة رفع الانضغاط عن الخرسانة في السطح السفلي (المعرض لقوى الشد) من المقطع الخرساني (٢٦) .

ان عزم الانحناء لجزء من الاحمال الخارجية الذي يعرف بـ "decompression moment" بالاضافة الى ان تأثير الاجهاد الناتج من قوة السحب المؤثرة ، (اي بعد طرح الفواقد) يؤدي الى ازالة الاجهاد عن السطح السفلى للخرسانة (٢٦) كما مبين في الشكل



شكل (٢ - ٣) تعريف حالة رفع الانضغاط عن الخرسانة

٤ - ٣ المطيلية ductility :-

تعرف المطيلية بانها قابلية المقطع الخرساني على تحمل تشوهات كبيرة large deformations دون فشل قصيف"Brittle failure" . (٢٩)

وهي على جانب كبير من الاهمية في المنشات غير المحددة سكونيا "indeterminate structures" اذ انها تسمح باعادة توزيع الاجهادات .

ويمكن التعبير عن مطيلية العنصر الانشائي بطرق عديدة (١١،١٢) كما مبينة في المعادلات ٢ - ٣ ، ٣ - ٣ ، ٤ - ٣ .

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y \qquad ٣ - ٢$$

$$\mu_\theta = \theta_u / \theta_y \qquad ٣ - ٣$$

$$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y \qquad ٣ - ٤$$

حيث ان :

μ_Δ ، μ_θ ، μ_ϕ = عوامل مطيلية التقوس ومطيلية الدوران ومطيلية الهطول .

Δ_u ، θ_u ، ϕ_u = التقوس والدوران والهطول عند التحمل الاقصى .

Δ_y ، θ_y ، ϕ_y = التقوس والدوران والهطول عند خضوع حديد الشد العادي .

وقد ذكر الباحثان Naaman & Harajli (١٢) وكذلك الباحثان Thompson & Park (١١) ان المعادلة ٢- ٣ هي افضل مايمثل المطيلية لسببين :-

١ - لان مطيلية التقوس تعتمد على خواص المقطع وخواص المواد التي يتكون منها المقطع الخرساني فقط ويمكن حسابها بطريقة اسهل .

٢ - يمكن تقدير قيمة مطيلية الدوران والهطول بدلالة مطيلية التقوس على شرط ان تكون خواص المقطع الهندسية والاحمال المسلطة معروفة .

١ - ٤ - ٣ <u>العوامل المؤثرة في المطيلية</u> : (١١ , ١٢ , ٣٠)

١ - مساحة حديد التسليح العادي والحديد مسبق الاجهاد .

٢ - قوة تحمل الخرسانة للانضغاط (f_c) وللشد .

٣ - مستوى التقييد level of confinement .

٤ - خواص المقطع Properties of section .

٥ - علاقة الاجهاد والانفعال للخرسانة والحديد المستعمل .

٤-٣ تحليل الاجهادات باستخدام المعادلات النظرية

سيتم في هذه الفقرة عرض المعادلات النظرية المقترحة من البحوث السابقة التي استخدمت في هذا البحث لغرض اجراء المقارنة بينها وبين النتائج العملية لهذا البحث .

٤-٣-١ حساب التحمل الاقصى : -

تم استعمال عدة معادلات لحساب التحمل الاقصى للنماذج المفحومة كما يلي : -

١ - معادلة الكود الامريكي (٣٤) المبينة في المعادلة ٥-٢ .

$$M_n = A_p f_{ps}\left(dp - \frac{\beta_1 C}{2}\right) + A_s f_y\left(d_s - \frac{\beta_1 C}{2}\right) - A'_s f'_s\left(d' - \frac{\beta_1 C}{2}\right) \qquad ٣-٥$$

حيث ان :

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1}\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{ds}{dp}(W - W')\right)\right]$$

$$C = A_p f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_s \;/\; .85\ f'_c\ \beta_1\ b$$

γ_p = ٠ر٤ عندما f_{py}/f_{pu} = ٠ر٨٥

= ٠ر٢٨ عندما f_{py}/f_{pu} = ٠ر٩

f_{pu} = اقصى اجهاد شد مباشر للحديد مسبق الاجهاد

f_{py} = اجهاد خضوع للحديد مسبق الجهد

β_1 = ٠,٦٥ $\leqslant$ ٠ر٨٥ - ٠ر٠٠٨ (٣٠ - f'_c) $\leqslant$ ٠,٨٥

f'_c = قوة انضغاط الاسطوانة الخرسانية بابعاد ١٥٠x٣٠٠ ملم

c = عمق محور التعادل عند الفشل

ρ_p = A_p/bdp

ds = عمق حديد الشد العادي

dp = عمق الحديد مسبق الجهد

W = معامل تسليح حديد الشد ويساوي $A_s/bds\ f_y/f'_c$

W' = معامل تسليح حديد ويساوي $A'_s f'_s/bds\ f'_c$

d' = عمق حديد الانضغاط

A_s , A'_s = مساحة حديد الانضغاط والشد على التوالي

b = عرض المقطع الخرساني

f_y , f_y = اجهاد خضوع حديد الشد والانضغاط على التوالي

٢ - تم استعمال معادلة الكود الكندي (٣٦) CSA-A23.3 1984 المبينة في المعادلة (٣-٦) .

$$M_n = A_p f_{ps}\left(d_p - \frac{B_1 C_{pu}}{2}\right) + A_s f_y\left(d_s - \frac{B_1 C_{pu}}{2}\right) - A'_s f'_s\left(d' - \frac{B_1 C_{pu}}{2}\right) \quad ٣-٦$$

على شرط ان تكون :-

$$f_{ps} = f_{pu}\left[1 - k_p C_{pu} / d_p\right]$$

$$C_{pu}/d_p \leq .3$$

$$k_p = 3\left(1 - f_{py}/f_{pu}\right)$$

$$C_{pu} = \frac{A_p f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85\ f'_c\ \beta_1\ b}$$

اما الرموز المستعملة في المعادلة (٣-٦) وملحقاتها فمعرفة في المعادلة (٣-٥) .

٣ - تم استعمال المعادلة التي اقترحها الباحثان Naaman & Harajli (٩) والمبينة في المعادلة (٣-٢٨)

٤ - اما بالنسبة للباحث Loov (٢٢) فقد استخدم معادلة الكود الامريكي نفسها لحساب التحمل الاقصى (٣-٥) الا ان الاختلاف كان في حساب مفردات المعادلة المبينة في المعادلة (٣-٧) .

$$f_{ps} = f_{pu} \left[\frac{1 - k_h \, C_{sf}/d_p}{1 + k_h \, C_{pu}/d_p} \right] \qquad ٣ - ٧$$

حيث ان :

$$k_h = 2 \left(1.04 - f_{py} / f_{pu} \right)$$

$$C'_s/d_p = A_s f_y / .85 \, \beta_1 \, f'_c \, b \, d_p$$

$$C_s/d_p = A_s f_y / .85 \, \beta_1 \, f_c \, b \, d_p$$

$$C_{sf}/d_p = C_s / d_p - C'_s / d_p$$

$$C_{pu}/d_p = A_p \, f_{pu} / .85 \, \beta_1 \, f'_c \, b \, d_p$$

اما الرموز الاخرى فمعرفة في المعادلة (٣ - ٥)

٢-٥ - ٣ حساب المطيلية :-

تم استخدام المعادلات النظرية التي اقترحها الباحثون السابقون لغرض تقدير مطيلية المقاطع الخرسانية التي سيتم اجراء المقارنة بينهما كما مبينة في الجدول (١ - ٣).

جدول (١ - ٣)

المعادلات المقترحة من البحوث السابقة لقياس المطيلية التي تم استخدامها في هذا البحث

تسلسل الطريقة المتبعة	نوع الخرسانة	المعادلة
١ الكود الامريكي (٣٤)	خرسانة ملحة عادية	$\rho_{max.} < .75 \left(\rho_b + \frac{f_s}{f_y}\right)$ $\rho_b = .85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$
	خرسانة مسبقة الاجهاد	$W_p + \frac{d}{d_p}(W - W') = W < .36$ حيث ان : $W_p = A_p f_{ps} / bdf_c$, $W = \frac{A_n f_y}{bdf'_c}$ $W' = A_s f_y / b d f'_c$
٢ الكود الكندي A 23.3 1984 (٣٦)	خرسانة مسلحة عادية	$C / d < 600 / 600 + f_y$
	خرسانة مسبقة الاجهاد	$C/h < 0.5$
Naaman (١٧)	للخرسانة المسلحة العادية ومسبقة الاجهاد	$C/d_e < 0.42$ حيث ان d_e معرفة في المعادلة ١٢ - ٣
Loov (٢٢)	للخرسانة المسلحة العادية ومسبقة الاجهاد	$C/h < 120 \epsilon_{cu}$
ACI-318 1986 supplement to commentary	خرسانة مسلحة عادية	نفس معادلة الكود الامريكي (٣٤)
	خرسانة مسبقة الاجهاد	$0.85 a/d_{ps} < .36 \beta_1$

٣-٥ - ٣ حساب عزم الانحناء عند شق عرضه ٣ر٠ ملم : -

تم حساب عزم الانحناء عند شق عرضه ٣ر٠ ملم نظريا باستعمال المعادلة التي اقترحها الباحثان Suri and Dilger (20) وهي المعادلة (٢٣ - ٢) المستخدمة في المصدر (٢٩).

وقد تم حساب اجهاد الحديد عند الاحمال الخدمية "fs" بطريقتين

١ - باستعمال معادلة الكود الامريكي (٣٤) (4 - 10)

وكما يلي : (٢٩)

$$Z = fs \sqrt[3]{d_c A} \qquad ٣ - ٨$$

حيث ان :

fs = اجهاد الحديد العادي عند الاحمال الخدمية

Z = مقدار يحدد توزيع التسليح = ٢٠

d_c = سمك الغطاء الخرساني المؤثر

A = المساحة المؤثرة للخرسانة الواقعة في منطقة الشد والمحيطة بكل حديد تسليح .

٢ - باستعمال معادلة "CEB - FIP" (٣٥)

وكما يلي :-

$$Ws = (fs - 40) \times 10^{-3} \qquad ٣ - ٩$$

حيث ان :

Ws = اقصى عرض مسموح به للشقوق في ظروف الاحمال الخدمية ويساوي هنا ٣ر٠ ملم

fs = اجهاد الحديد العادي في الظروف الخدمية عند شق عرضه ٣ر٠ملم

٣-٥-٤ - ٣ حساب فواقد قوة الاجهاد Prestress Losses :-

لتخمين مقدار التشوهات المعتمدة على الزمن Time dependent deformation فقد تم استعمال المعادلات (١٠ - ٣) (١١ - ٣) (١٢ - ٣) لتقدير قيمة فواقد قوة الاجهاد الناتجة عن تأثير الانكماش Shrinkage والزحف creep والارتخاء relaxation

على التوالي (١٦ ، ٣١)

$$\epsilon_{sh} = t / b+t \; \epsilon_{cu} \; k_{sh} \; k_{ss} \qquad ٣ - ١٥$$

$$C_c(t) = t^{0.6} / 10+t^{0.6} \; C_{cu} \; k_{cH} \; k_{ch} \; k_{cs} \qquad ٣ - ١٦$$

$$f_r = f_{pi} \; Log(t_o) / 45 \; (f_{pi} / f_{py} - .55) \qquad ٣ - ١٧$$

حيث ان :

$\epsilon_{sh}(t)$ = انفعال الخرسانة في الزمن (t) بتأثير الانكماش

t = الزمن ويقاس بالايام

ϵ_{cu} = اقصى انفعال في الخرسانة بتأثير الانكماش

k_{ch}, k_{sh} = عوامل تصحيح تعتمد على الرطوبة النسبية لتأثير الانكماش والزحف على التوالي .

K_{cs}, K_{ss} = عوامل تصحيح تعتمد على شكل وابعاد المقطع لتأثيري الانكماش والزحف على التوالي .

$C_c(t)$ = معامل الزحف في الزمن (t)

K_{sh} = عامل تصحيح على زمن الفحص .

f_r = الفواقد نتيجة الارتخاء .

f_{pi} = قوة الاجهاد الاولية

t_o = الزمن ويقاس بالساعات .

f_{py} = اجهاد خضوع الحديد مسبق الاجهاد .

الفصل الرابع

البرنامج العملي

٤ - ١ المقدمة :-

تضمن البرنامج العملي لهذا البحث صب وفحص اربعة عشر نموذجا من العتبات الخرسانية المستطيلة الشكل ذات مقطع ١٧٥x٣٥٠ ملم المسبقة الجهد جزئيا بدرجات اجهاد تتراوح بين الصفر والواحد "Partially Prestressed beams" زيادة على الفحص الاولي test Pilot الذي من خلاله تم التعرف على عملية تسليط الاجهادات والحقن بمونة السمنت وكذلك على عملية الفحص .

وقد كانت جميع العتبات مسندة اسنادا بسيطا Simply supported على فضاء صافٍ مقداره (٣٠٠٠) ملم تم تحميلها بحمل كلي في وسط العتبة وكان توزيعه على نقطتين تبعدان ٥٠٠ملم عن منتصف العتبة .

وقد كان العمق المؤثر "Effective depth" للحديد مسبق الاجهاد والعادي ٢٥٣ ملم ، ٢٩٧ ملم على التوالي ، وقد كانت هذه الاعماق ثابتة لجميع نماذج الفحص .

والشكل (١ - ٤) يوضح ابعاد كل نموذج مع مواقع التسليح .

وقد كان اجهاد الشد المسلط على كل سلك wire يعادل تقريبا $7f_{pu}$. لجميع النماذج ، حيث ان f_{pu} = تمثل اقصى اجهاد شد مباشر لحديد مسبق الاجهاد .

وتم توزيع النماذج الخرسانية على اربع مجاميع أ،ب،ج،د حسب متغيراتها ، كما مبينة في الجدول (٢ - ٤) .

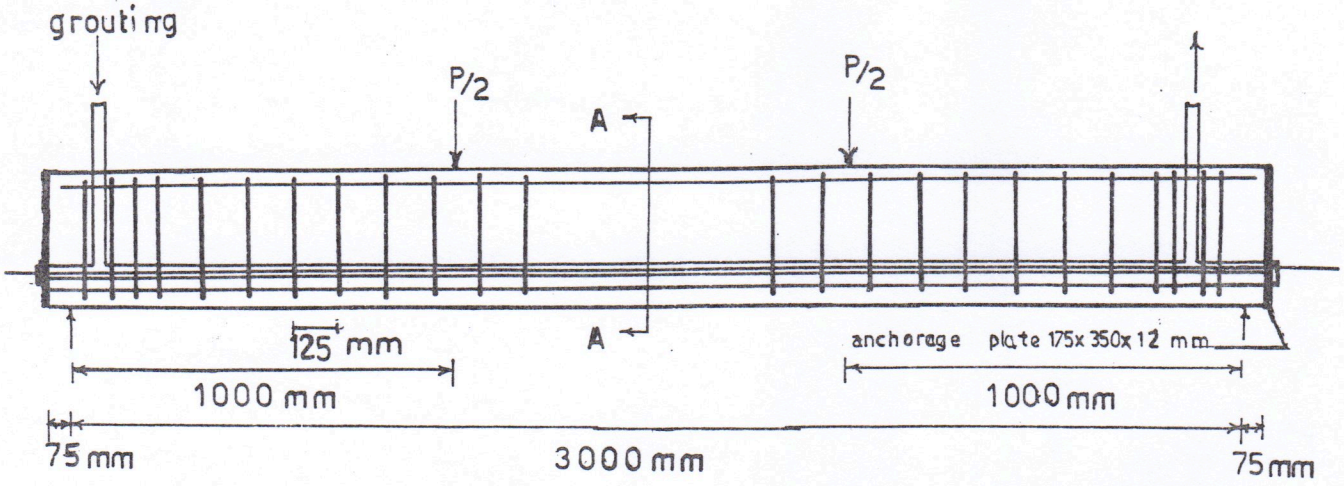
٤ - ٢ المتغيرات المعتمدة في البحث :-

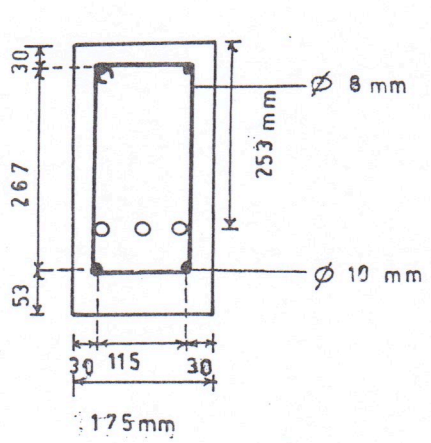
١ - مساحة مقطع الحديد مسبق الاجهاد .

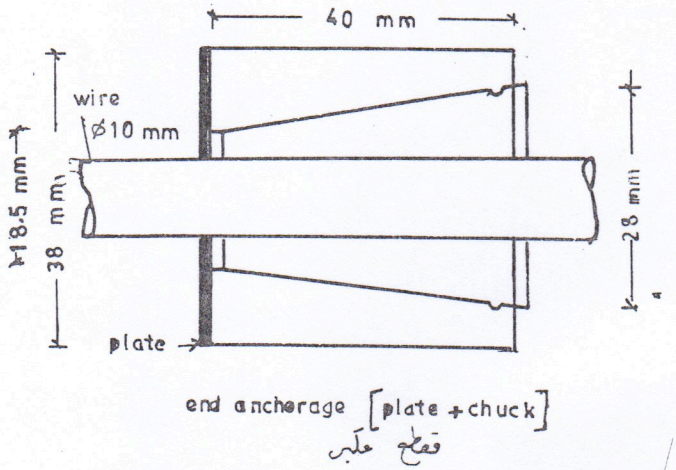
٢ - مساحة مقطع حديد التسليح الاعتيادي المخرز .

والجدول (١ - ٤) يوضح تفاصيل العتبات التي تم صبها

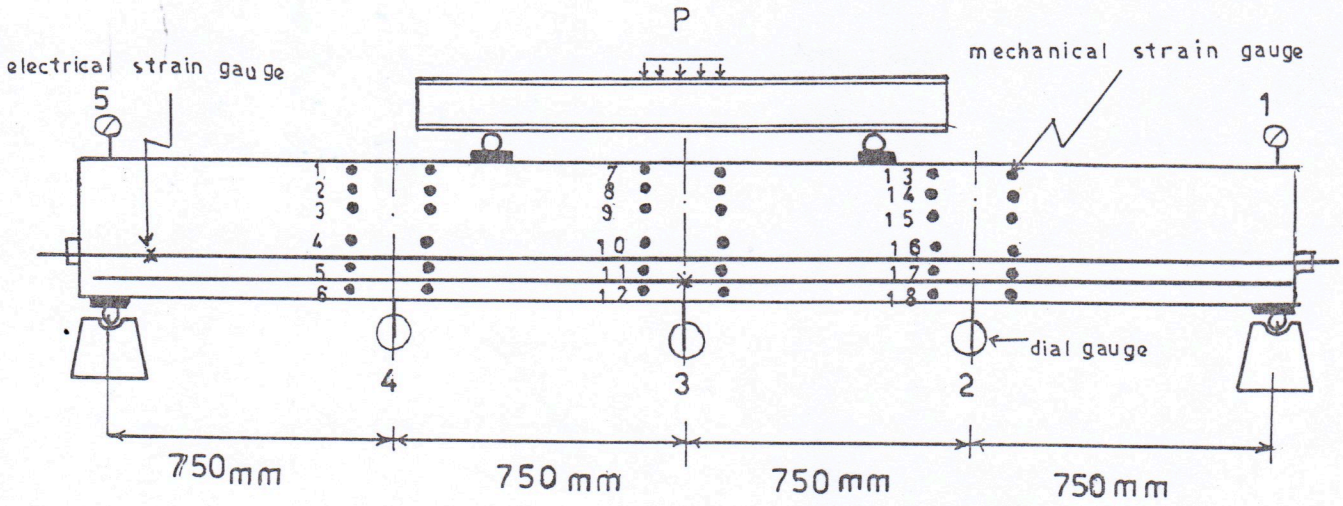
اما المتغيرات الرئيسية فانها مبينة في الجدول (٢ - ٤).







الشكل ٤-١ ابعاد وتسليح نماذج البحث مع موقع فخ مونة السمنت



الشكل (٤-٢) طريقة تحميل النماذج مع مواقع اجهزة القياس

جدول ١ - ٤ تفاصيل نماذج العتبات التي تم صبها

النموذج	مساحة مقطع الحديد مسبق الاجهاد ملم٢		مساحة مقطع حديد التسليح العادي ملم٢	
A_1	—		٢ Ø ١٠	٧٨ر٥٤
A_2	١ Ø ١٠	٧٨ر٥٤	٢ Ø ١٠	٧٨ر٥٤
A_3	٢ Ø ١٠	١٥٧ر٦٨	٢ Ø ١٠	٧٨ر٥٤
A_4	٣ Ø ١٠	٢٣٥ر٦٢	٢ Ø ١٠	٧٨ر٥٤
A_5	٤ Ø ١٠	٣١٤ر١٦	٢ Ø ١٠	٧٨ر٥٤
A_6	٤ Ø ١٠	٣١٤ر١٦	—	—
B_1	٢ Ø ١٠	١٥٧ر٦٨	—	—
B_2	٢ Ø ١٠	١٥٧ر٦٨	٣ Ø ١٠	٢٣٥ر٦٢
B_3	٢ Ø ١٠	١٥٧ر٦٨	٤ Ø ١٠	٣١٤ر١٦
B_4	٢ Ø ١٠	١٥٧ر٦٨	٥ Ø ١٠	٣٩٢ر٧
C_1	١ Ø ١٠	٧٨ر٥٤	٢ Ø ١٠ + ٢ Ø ١٦	٥٥٩ر٠٨
C_2	— —	—	٤ Ø ١٦	٨٠٤
D_1	١ Ø ١٠	٧٨ر٥٤	٤ Ø ١٠	٣١٤ر١٦
D_2	١ Ø ١٠	٧٨ر٥٤	٦ Ø ١٠	٤٧١ر٢٤

جدول ٢ -٤ المتغيرات الرئيسية في النماذج

المجموعة	الثابت	النموذج	المتغيرات: عدد وقطر حديد مسبق الاجهاد	المتغيرات: عدد وقطر حديد الشد العادي
أ	مساحة حديد تسليح الشد العادي A_{nS}	A_1	—	٢ ∅ ١٠
		A_2	١ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		A_3	٢ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		A_4	٣ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		A_5	٤ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		A_6	٤ ∅ ١٠	—
ب	مساحة حديد مسبق الاجهاد A_p	B_1	٢ ∅ ١٠	—
		A_3	٢ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		B_2	٢ ∅ ١٠	٣ ∅ ١٠
		B_3	٢ ∅ ١٠	٤ ∅ ١٠
		B_4	٢ ∅ ١٠	٥ ∅ ١٠
ج	التحمل الاقصى M_u	A_6	٤ ∅ ١٠	—
		A_4	٣ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		B_3	٢ ∅ ١٠	٤ ∅ ١٠
		C_1	١ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠ + ٢ ∅ ١٦
		C_2	—	٤ ∅ ١٦
د	عرض الشقوق بحيث لاتزيد عن ٠٫٣ ملم	A_5	٤ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		A_4	٣ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		A_3	٢ ∅ ١٠	٢ ∅ ١٠
		D_1	١ ∅ ١٠	٤ ∅ ١٠
		D_2	١ ∅ ١٠	٦ ∅ ١٠

٣ - ٤ المواد المستعملة

١ - ٣ - ٤ حديد التسليح :

استعمل حديد مسبق الاجهاد قطر ١٠ ملم لجميع النماذج وكذلك تم استعمال قضبان حديد عادي مخرز deformed bars لجميع النماذج علاوة على استعمال حديد عادي املس للاطواق . وتم اجراء فحص الشد المباشر لثلاثة نماذج من كل نوع من انواع الحديد لتحديد اجهاد الخضوع f_y والمقاومة القصوى f_u ومعامل المرونة E_s ان الشكل ٣-٤ يوضح علاقة الاجهاد مع الانفعال للحديد المستعمل والجدول (٣ - ٤) يبين معدل النتائج المستحصلة من فحوصات الحديد .

الجدول (٣ - ٤) تفاصيل ومواصفات الحديد المستعمل

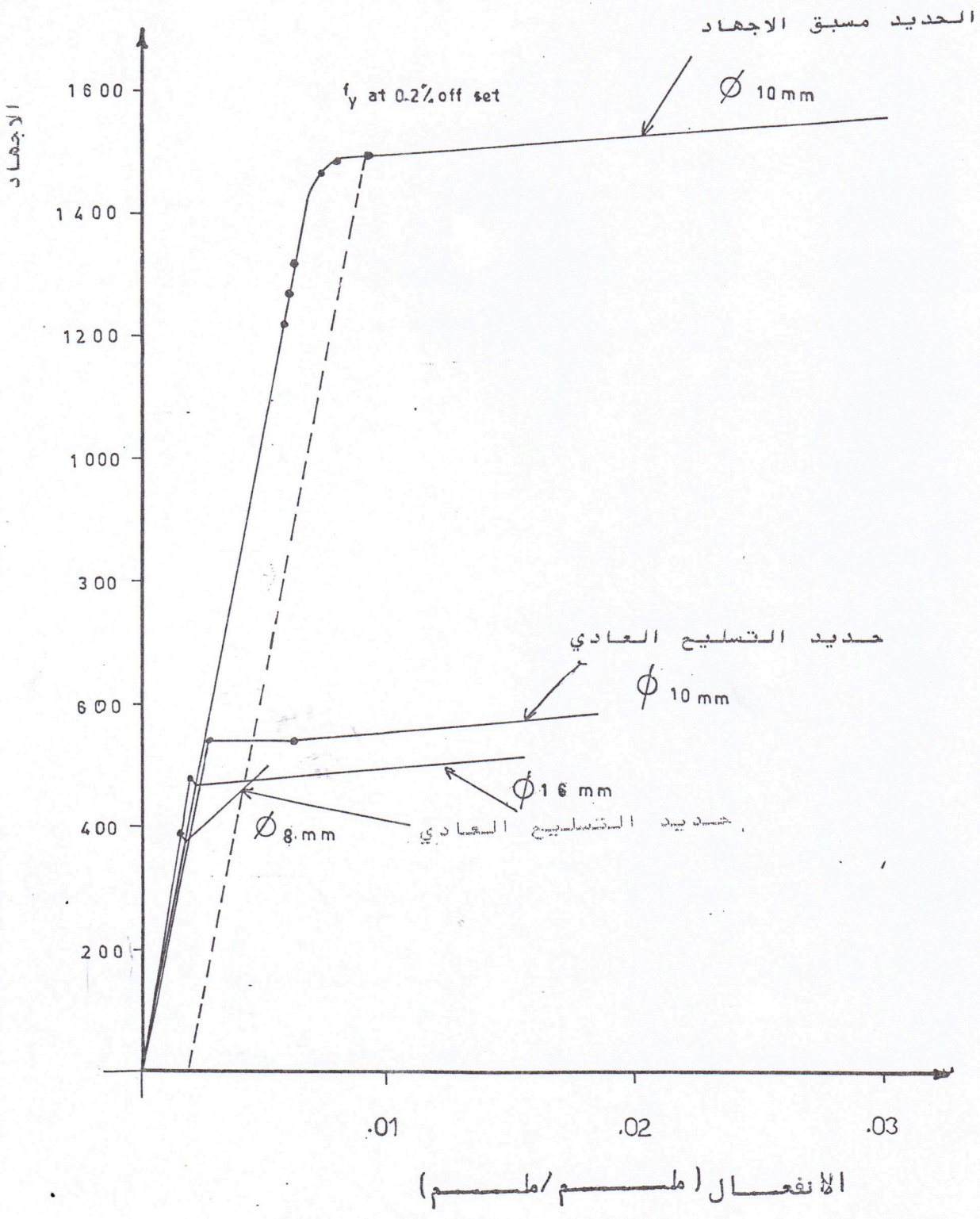
	حديد عادي املس	حديد عادي مخرز		حديد مسبق الاجهاد
	قطر ٨ ملم	قطر ١٠ملم	قطر ١٦ملم	قطر ١٠ملم
اجهاد الخضوع ميكاباسكال f_y	٣٧٥ر٢٠	٥٤٣ر٦٧	٤٨٢	١٤٩٠
الانحراف المعياري	٣ر٩٤	٣ر٤	٢ر١	٤ر٥٢
المقاومة القصوى ميكاباسكال f_u	٥١١ر٢٨٥	٨٥٥ر٦	٧١٦	١٥٥٣ر٣٥
الانحراف المعياري	٤ر٢	٢ر٨	٢ر٣	٥ر٦
معامل المرونة E_s جيكاباسكال	٢١٤ر٤	٢٠٧ر١٠٤	٢١٤ر٢٢	٢١٠ر٦٤

٢ - ٣ - ٤ الاسمنت :-

تم استعمال اسمنت بورتلاندي من النوع العادي ومن معمل كبيسة .

٣ - ٣ -٤ الحصى : -

تم استعمال حصى مكسر وكان اقصى مقاس له (١٢) ملم وكان



الشكل (٣-٤) علاقة الاجهاد والانفعال للحديد المستعمل

مطابقا للتحليل المنخلي للمواصفات البريطانية BS-882-973 والمواصفات الامريكية ASTM-C33-78 .

٤ - ٣ - ٤ الرمل :-

تم استعمال الرمل الاصفر المأخوذ من مقالع كربلاء وكان واقعا ضمن منطقة التدرج الثالثة ، وفق المواصفات البريطانية القياسية BS-822-1973 .

٤ - ٣ - ٥ الخرسانة :-

تم اختيار خلطة خرسانية ثابتة بنسبة وزنية تساوي ١:١ر٥:٣ وكانت نسبة الماء الى الاسمنت ٤ر٠ لغرض الحصول على معدل مقاومة تحمل (f'_c) تساوي تقريبا (٤٢) ميكاباسكال ، ولاعطاء الخليط قابلية تشغيل Workability جيدة فقد تم اضافة ملدن من نوع (MELMENT L10) بنسبة ٥ر٣ ٪ من وزن الاسمنت وكذلك تم استعمال مؤخر من نوع ( ) لمعادلة تأثير الماء بنسبة ٥ر٢ ٪ من وزن الاسمنت .

٤ - ٤ القوالب المستعملة :-

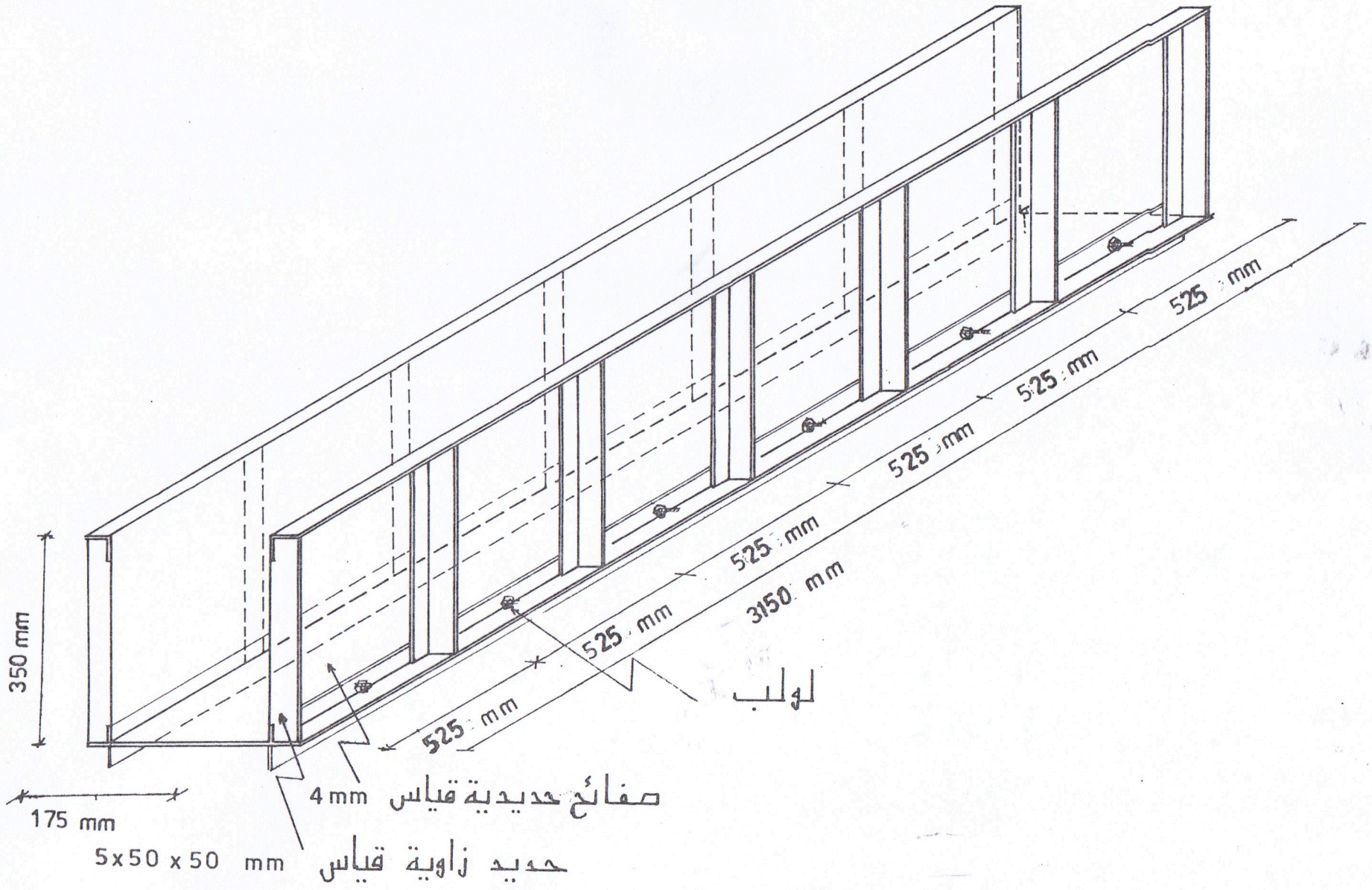
عمل قالب حديدي واحد بابعاد داخلية ١٧٥ x ٣٥٠ x ٣١٥٠ ملم لصب جميع النماذج وتألف من حديد زاوية قياس ٥٠ x ٥٠ x ٥ ملم وصفائح حديدية سمك ٤ ملم كما موضح في الشكل (٤ - ٤) .

٤ - ٥ فحوص السيطرة :-

شملت فحوص السيطرة قياس قوة الانضغاط والشد والانثناء ومعامل المرونة ومعامل التصدع بموجب المواصفات الامريكية ASTM C78-75, ASTM C469-65, ASTM C496-71, ASTM-C39-72 .

وقد فحصت قوة الانضغاط ثلاث اسطوانات لكل نموذج بعمر ١٤ يوما لحساب قوة الشد المطلوبة للحديد مسبق الاجهاد .

وقد فحصت جميع النماذج المتبقية بعمر ٣٠ يوما وفي يوم فحص النماذج نفسه ، وقد كانت نماذج الفحص بضمن نماذج السيطرة ترش بالماء وتغطى بالقماش والنايلون في ظروف المختبر الداخلية لمدة ٢٨ يوما ، الجدول (٤ - ٤) يوضح عدد قوالب نماذج السيطرة وابعادها .



شكل ٤،٤ القالب قبل صب الخرسانة

جدول ٤ - ٤ عدد قوالب نماذج السيطرة وابعادها

نوع الفحص	مقاومة الانضغاط f لعمر ١٤ يوما	مقاومة الانضغاط fc لعمر ٣٠ يوما	مقاومة الانضغاط fcu لعمر ٣٠ يوما	مقاومة الشد ft	مقاومة الانثناء fr	معامل المرونة Ec
عدد نماذج السيطرة وابعادها	٣ نماذج اسطوانية ٣٠٠ x ١٥٠ ملم	٣ نماذج اسطوانية ٣٠٠ x ١٥٠ ملم	٣ نماذج مكعبة ١٥٠x١٥٠x١٥٠ ملم	٣ نماذج اسطوانية ٣٠٠ x ١٥٠ ملم	٢ نموذج موشورين ١٠٠ x١٠٠ x٥٠٠ ملم	نموذج موشوري واحد ١٠٠x١٠٠x٥٠٠ ملم

٦ - ٤ أجهزة القياس :-

تم استخدام مقياس الانفعالات الميكانيكي "Mechanical strain gauge" من نوع "Demce" بطول ٢٠٠ ملم لقياس الانفعالات الافقية للخرسانة . وقد تم استعمال مادة لاصقة لتثبيت الاقراص الخاصة بعد تعيين مواقع اخذ قراءات الانفعال ثم حولت هذه القراءات الى انفعال بمعامل خاص بالمقياس ، حيث تمثل كل تدريجة فيه انفعال مقداره ٨١x١٠-٧.

اما فيما يخص حديد التسليح العادي فقد تم استعمال مقياس انفعالات كهربائي لنماذج المجموعة (أ) فقط (لعدم توفرها بالكميات الكافية) وبطول ٦ مم في منطقة الوسط لقياس الاجهادات المتولدة عندما يصل عرض الشق الى ٠ر٣ ملم .

وتم التأكد من قوة الشد المطلوبة للحديد مسبق الاجهاد باستعمال مقياس انفعال كهربائي بطول ١٠ ملم لنماذج المجموعة (أ).

اما قيم الهطول فقد تم قياسها باستعمال مقاييس قرصية dial gauges ذات حساسية ٠ر٠٠٢ ملم لقياس هطول لنماذج في اثناء التحميل .

٤-٧ هيكل التحميل :-

تم فحص النماذج باستعمال ماكنة هيدروليكية لتسليط الاحمال من نوع "Avery" ذات سعة مقدارها ٢٤٥٠ كيلونيوتن . وتتكون الماكنة بصورة رئيسية من مكبس متحرك من الاسفل الى الاعلى وعتبة حديدية تتحرك على سكة يمكن بها ادخال العتبة واخراجها من الماكنة ، ويوضع على السطح العلوي للعتبة الحديدية مسندان متحركان ارتفاع كل منهما ٣٠٠ ملم وتتم عملية تسليط الاحمال من ماكنة الفحص الى النموذج عبر عتبة حديدية ذات مقطع بشكل حرف "I" تستند على اسطوانتيين صلدتين موضوعتين على صفيحتين سمك كل منهما ١٠ ملم تثبتان على النموذج لمنع تركيز الاجهادات تحت منطقتي التحميل . أما النموذج فيستند على وسادتين معدنيتين بأبعاد ١٠x١٧٥x١٠٠ ملم تستندان على مسندين يثبتان بواسطة لوالب على القاعدة الحديدية.

ويوضح الشكل (٤-٢١) طريقة تحميل النماذج .

٤-٨ المكائن المختبرية لفحص نماذج السيطرة :-

وتشمل :

١ - ماكنة هيدروليكية لتسليط الاحمال من نوع Avery بسعة مقدارها ٢٠٠٠ كيلو نيوتن لفحص مقاومة انضغاط الخرسانة وانشطارها بسرعة تحميل ٢ر١٣ ميكانيوتن / م٢ .دقيقة ، ٢١٢ ميكانيوتن / م٢. دقيقة على التوالي .

٢ - ماكنة هيدروليكية من نوع Avery سعة ١٠٠ كيلونيوتن لعرض معامل تصدع الخرسانة .

٣ - استعملت ماكنة فحص نموذج العتبة لفحص معامل المرونة للخرسانة .

٤-٩ مراحل تهيئة النموذج :-

٤-٩-١ - تهيئة القوالب والتسليح :-

يتم تنظيف القوالب من بقايا الخرسانة الملتصقة بها نتيجة عملية الصب السابقة ثم يعاد ربطها وطلاء جميع سطوحها الداخلية بطبقة من الزيت .

ويتم قطع وربط وشد حديد التسليح العادي ووضعه في القالب . ثم يتم وضع وتثبيت الانابيب "ducts" التي يمر منها الحديد مسبق الاجهاد وعملت فتحتان قرب نهايتي كل انبوب لاجراء عملية حقن مونة السمنت كما في الشكل (٤-٤) زيادة على لصق مقاييس الانفعال الكهربائية على الحديد العادي (لنماذج المجموعة أ) وبعدها يسلط اجهاد شد على الحديد مسبق الاجهاد بمقدار قليل جدا فقط لوضعه بشكل افقي ولمنع هطوله قبل عملية الصب وفي اثنائها .

٤-٩-٢ ، الصب :-

بعد الانتهاء من المرحلة السابقة توزن المواد اللازمة للخلطة الخرسانية وتخلط باستعمال خباطة ميكانيكية ذات سعة مقدارها ٠٫٠٨ م٣ ، ثم تنقل الى القالب ونماذج السيطرة وترص جيدا باستخدام هزازه كهربائية نوع Pocker virator ذات قضيب قطره ٣٠ ملم .

وبعد اجراء عملية الصب تجرى عملية الانهاء بمالج خشبي ثم تغطى النمادج لمنع تبخر الماءمنها .

٤-٩-٣ ، المعالجة Curing :-

بعد يوم واحد من عملية الصب يتم ازالة قوة الشد القليلة المسلط على الحديد مسبق الاجهاد وكذلك يتم فتح جوانب القالب وقوالب نماذج السيطرة - ويغطى النموذج (بالجنفاص) المبلل بالماء ، وبعد يومين يرفع النموذج من القالب ويغطى بالقماش المبلل والنايلون لمدة ٢٨ يوم .

٤ - ٩ - ٤ عملية تسليط اجهاد الشد وحقن مونة الاسمنت

Prestressing and gruoting

بعد مرور (١٣) ثلاثة عشر يوما على صب النموذج ومعالجته يتم تخطيط النموذج لتعين مواقع تثبيت مقاييس الانفعال الميكانيكية ، وينظف جانبي النموذج ثم يتم لصق مقاييس الانفعال الميكانيكية ، وتترك النماذج لتجف لمدة يوم واحد .

اما بالنسبة لنماذج المجموع (أ) فينظف الحديد مسبق الاجهاد

في اماكن لصق مقاييس الانفعال الكهربائية بشكل تام لازالة الصدأ والمواد الدهنية التي قد تكون عالقة بها ثم يتم تثبيت مقاييس الانفعال الكهربائية بمادة لاصقة خاصة بها .

ثم تقرأ مقاييس الانفعال الميكانيكية والكهربائية قبل تسليط اجهاد الشد وبعده .

وبعد العملية الانفة الذكر بيوم واحد تحقن مونة السمنت بنسبة وزنية ١ : ٤ر٠ سمنت / ماء وبضغط مقداره ١٠ جو وتجرى العملية بمرحلتين الاولى حقن المونة حتى تخرج المونة من الناحية الاخرى بكثافة الدخول نفسها حتى يخرج الهواء من الانابيب البلاستيكية ثم تغلق الفتحة النهائية وتضخ المونة من جديد لغرض رصها بشكل جيد وجعلها متماسكة ومتداخلة .

٥ - ٩ - ٤ تهيئة النماذج وفحصها :-

يتم ايقاف عملية المعالجة قبل يومين من اجراء فحص النموذج ثم يتم صبغه باللون الابيض لتسهيل رؤية التشققات التي تحمل اثناء الفحص ، تلصق الصفائح المعدنية في مواضع المقاييس القرصية ، ثم يرفع النموذج باستخدام رافعة كهربائية ويوضع على المساند البسيطة المعدة له ثم توضع العتبة الحديدية الخاصة لنقل الحمل من الجهاز الى النموذج فوق نقطتي التحميل وتثبت المقاييس القرصية وتؤخذ القراءات الاولية لمقاييس الانفعال الميكانيكية والقرصية والكهربائية للحديد العادي والحديد مسبق الاجهاد من المجموعة الاولى .

ثم تتم عملية تسليط الاحمال وعلى مراحل بمقدار يتراوح من ٣ كيلونيوتن الى ١٠ كيلونيوتن لكل مرحلة ، وتسجل في كل مرحلة قراءات كافة المقاييس وتؤشر الشقوق ونموها الى حد الفشل .

الفصل الخامس

نتائج البرنامج العملي

٥-١ مقدمة :-

يتضمن هذا الفصل استعراضا للنتائج المستحصلة من الفحوص المختبرية للنماذج الخرسانية المسلحة تحت تأثير الاحمال المسلطة مع قياس الانفعالات الخرسانة وحديد التسليح وقياس الهطول والتقوس وكذلك بيان شكل الفشل وتطور الشقوق ونموها علاوة على نتائج فحوص السيطرة .

٥ - ٢ التحمل الاقصى للعتبات الخرسانية وكفاءتها :-

تم تحميل النماذج الخرسانية باحمال ساكنة مركزة Static concentrated loads في نقطتيين تبعد كل منهما عن الاخرى وعن المساند "L/3" حيث ان "L" تمثل طول النموذج، وعلى مراحل اذ كانت قيمة الاحمال المسلطة لكل مرحلة تتراوح من ٣ - ١٠ كيلونيوتن ولحين وصول النموذج الى قوة تحمله القصوى .

والجدول (١ -٥) يوضح عزم الانحناء عند حدوث التشقق الاول وعزم الفشل وعزم التصميم والكفاءة التصميمية لتحمل النماذج التي تم فحصها .

وتعرف كفاءة تحمل النموذج بانها نسبة عزم فشل النموذج الى عزم التصميم للنموذج .

وقد تم حساب عزم التصميم للمقطع الخرساني بموجب الطرق التالية المذكورة في الفصل الثالث : -

١ - معادلة الكود الامريكي (٣٤) والمرقمة (٥ - ٣) وملحقاتها .

٢ - معادلة الكود الكندي (٢٢) والمرقمة (٨ - ٣) وملحقاتها .

٣ - المعادلة التي اقترحها الباحثان Naaman and Harajli (٩) والمرقمة (٢٨ - ٢) وملحقاتها .

٤ - المعادلة التي اقترحها الباحث Loov (٢٢) وهي معادلة الكود

الامريكي (٣-٥) نفسها ولكن بحساب "f_{ps}" بموجب المعادلة المقترحة (٩-٣).

ومن متطلبات الامان في المنشآت الخرسانية ان تساوي الكفاءة ١٠٠٪ او اكثر منها .

٣-٥ سلوك النماذج وتصرفها اثناء التحميل :-

فيما يلي وصف موجز لسلوك نماذج العتبات الخرسانية وتصرفها اثناء التحميل مع مراحل ظهور التشققات وتطورها علاوة على عزم الانحناء الاقصى .

٣-٥-١ المجموعة الاولى أ :-

وتمثل هذه المجموعة ست عتبات خرسانية ($A_6, A_5, A_4, A_3, A_2, A_1$) تم تغيير مساحة الحديد مسبق الاجهاد فيها لمعرفة تأثير ذلك في سلوك العتبات . مع تثبيت مساحة حديد التسلح العادي فيها(ماعدا A_6)، وكانت بنسب اجهاد جزئية متفاوتة تتراوح من الصفر الى الواحد اي من الخرسانة المسلحة تسليحا عاديا المتمثلة بالعتبة A_1 الى الخرسانة المسبقة الاجهاد كليا والمتمثلة العتبة A_6 ، وبمستويات مختلفة من معامل التسليح ($\bar{W}$) كما في الجدول (٣-٥)،

وقد كان كل سلك من الاسلاك مسبقة الاجهاد معرضة الى اجهاد شد يساوي $7f_{pu}$. تقريبا،وبتسليط الاحمال ظهر التشقق الاول في منطقة العزم الثابت . وابتدأ الفشل بخضوع حديد التسليح العادي (ما عدا A_6) وتبعها تهشم الخرسانة في السطح العلوي بسبب الانفغاط.

النموذج A_1 :-

يمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسلحة تسليحا عاديا اي انها ذات درجة اجهاد تساوي صفرا .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٢ر٢٥) كيلونيوتن - متر .

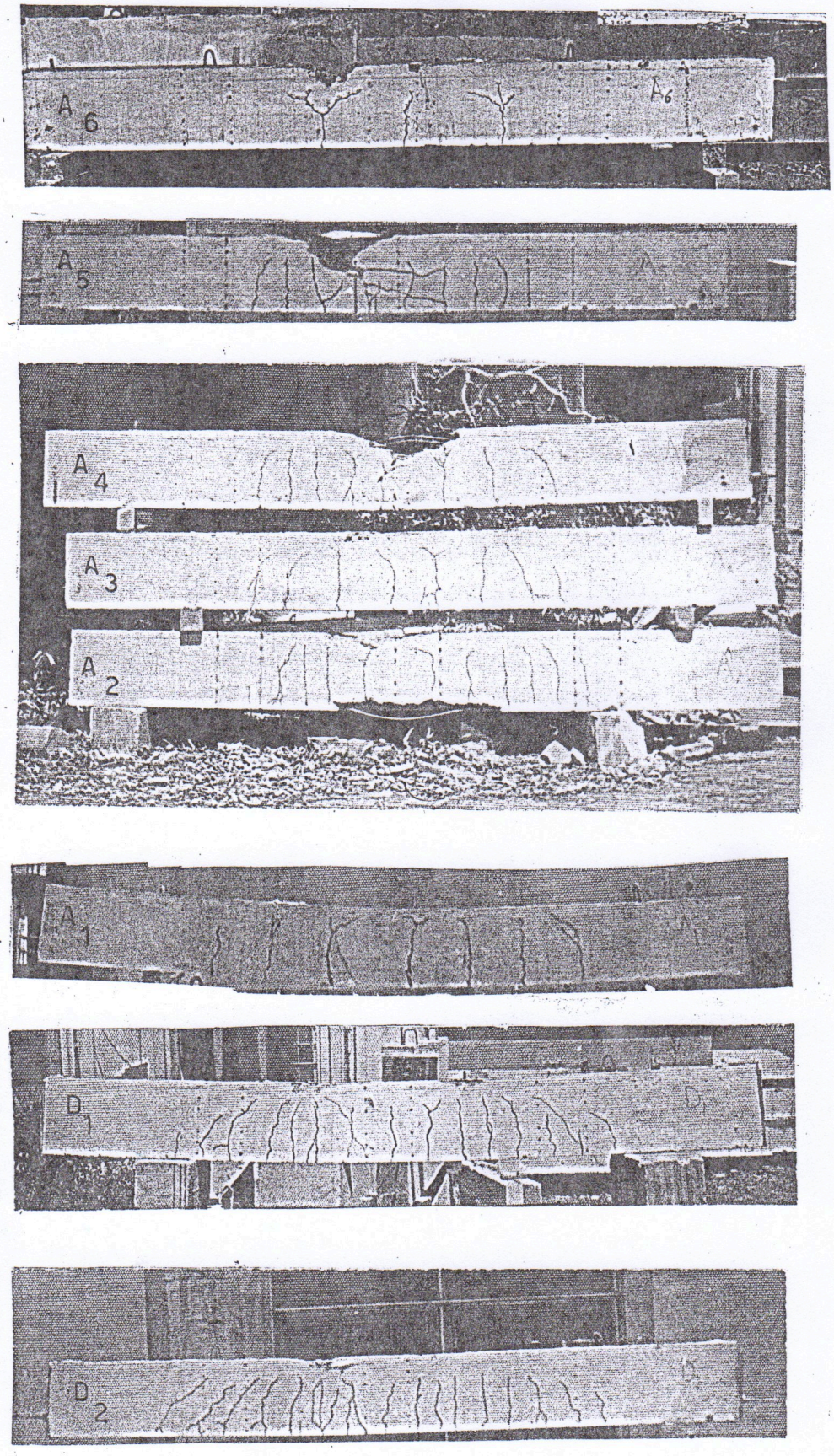
وباستمرار تحميل النموذج بشكل تدريجي حدث الفشل بسبب خضوع حديد التسليح العادي عند عزم انحناء قدره (٧٥ر٣٧)

جدول (١-ج) نتائج فحوص النماذج الخرسانية

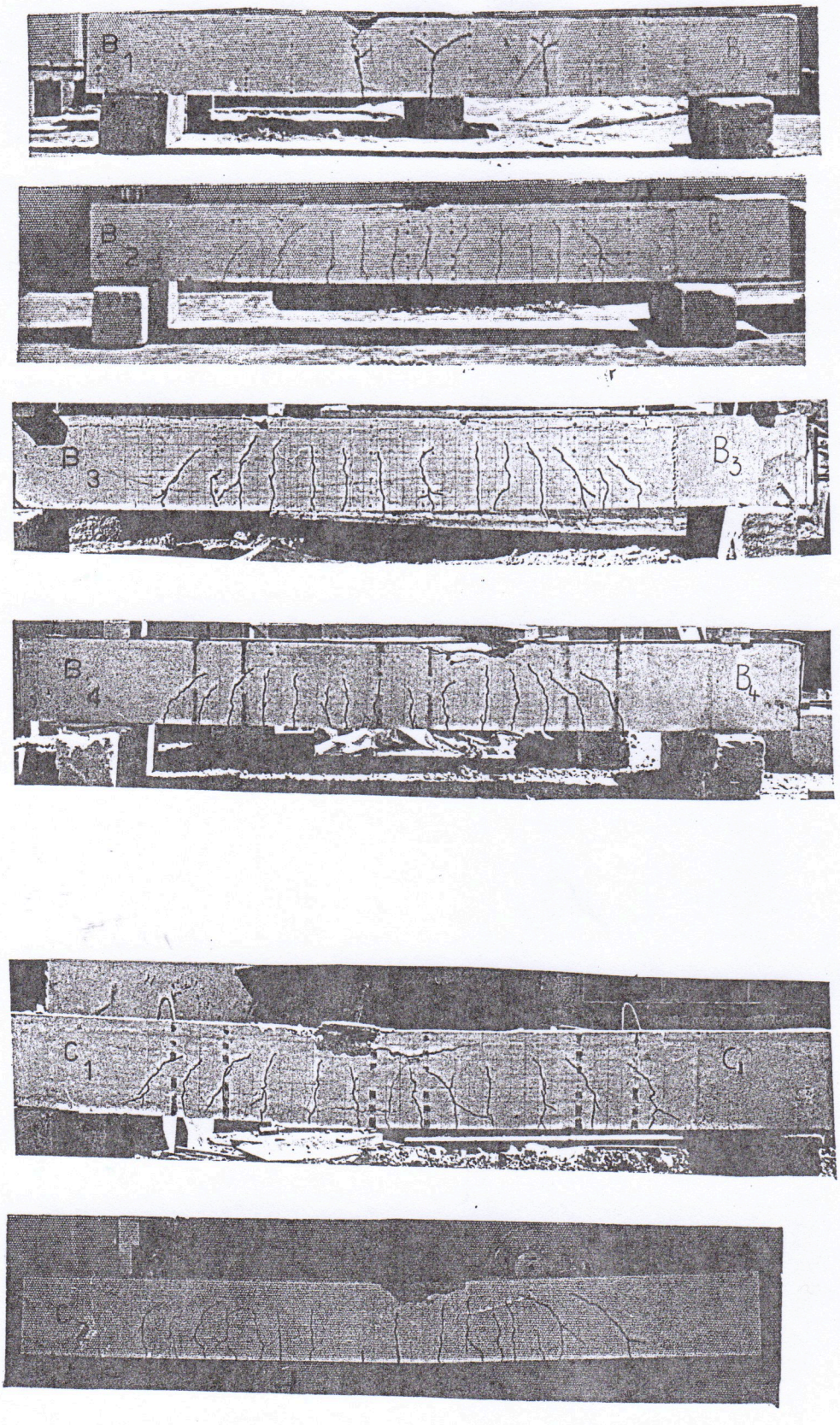
النموذج	عزم التشقق الاول العملي - كيلو نيوتن - متر	عزم التشقق الاول النظري - كيلو نيوتن - متر	عزم الفشل - كيلو نيوتن - متر	عزم التصميم بطريقة ACI - كيلو نيوتن - متر ١٦	عزم الفشل / عزم التصميم	عزم التصميم بطريقة نعمان (٩)	عزم الفشل / عزم التصميم	عزم التصميم بطريقة LOOV ٢٥	عزم الفشل / عزم التصميم	عزم التصميم بطريقة الكودى ١٥	عزم الفشل / عزم التصميم
A1	٢٥٫٢٠	٢٠٫١٤	٣٧٫٨٥	٢٥٫١٠	١٫٠٠	٢٥٫١٤٧	١٫٠٠	٢٥٫١٤٧	١٫٠٠	٢٥٫١٤٧	١٫٠٠
A2	٣٢٫٨١	٢٩٫٨٨	٧٣٫٠٠	٥١٫١٦٨	١٫٤٠٧	٥١٫٦٨	١٫٣٩	٥٢٫٠٠	١٫٣٨	٥١٫٢٧	١٫٤٠
A3	٤٧٫٨١	٤١٫١٨	٨٥٫٠٠	٧٦٫٠٠	١٫١٢	٧٦٫٦٨	١٫١٢	٧٩٫٩١٦	١٫٠٩	١٧٫٤٦	١٫١
A4	٥٨٫٢١	٥١٫٩	١١٤٫٠٢	٩٩٫٦٥	١٫١٤	٩٩٫٨٧	١٫١٢	١٠٥٫١٨٩	١٫١٢	١٠٢٫٠٣	١٫١١
A5	٦٧٫٣١	٦٢٫٠٠	١٣١٫١	١١٨٫١٦	١٫١١	١١٨٫٠٠	١٫١١	١٢١٫٨٣٦	١٫٠٨	١٣٢٫٨	١٫٠٧
A6	٧٢٫٠٦	٦١٫٣٦	١٠٩٫٠٠	٩٨٫٨٧٠٥	١٫١١	٩٩٫٤٦٩	١٫١١	١٠٨٫٩٣٥	١٫٠٧	١٠٣٫٣٣	١٫٠٨
B1	٤٣٫٨٥	٤٠٫٠٠	٦٠٫٢	٥٣٫٦٣٥	١٫١٢	٥٥٫٠٦	١٫١١	٥٧٫٢١٨	١٫٠٨	٥٥٫٨١	١٫٠٨
B2	٤٧٫٨١	٤٠٫٨٩	٩٥٫٠٠	٨٧٫٠٠	١٫١٩	٨٧٫١٢٧	١٫٠٩	٨٨٫٩٣٣	١٫٠٨	٨٨٫٤	١٫٠٧
B3	٤٨٫٦١٢	٤٠٫٠٤	١٠٧٫٠٠	٩٧٫٠٠	١٫١٠	٩٧٫٦١١	١٫١١	٩٩٫٠١٥	١٫١	٩٨٫٥٦	١٫٠٨
B4	٥٢٫٨١٥	٤٠٫٥٧	١١٩٫٠٠	١٠٧٫٨٢	١٫١١	١٠٧٫٠٩	١٫١١	١٠٩٫١٦	١٫٠٩	١٠٩٫٢٢	١٫٠٩
C1	٣٧٫٠٠	٢٩٫٨٨	١١١٫٢١٥	٩٩٫٨٦	١٫١١	١٠١٫٣٤٤	١٫١	١٠١٫٦١	١٫١	١٠٠٫٨٤١	١٫١
C2	٢١٫٨١٥	٢٠٫١٤	١١٦٫٠٠	١٠٣٫١٤	١٫١٢	١٠٣٫١٤	١٫١٢	١٠٣٫١٤	١٫١٢	١٠٣٫١٤	١٫١٢
D1	٢٧٫٨٤	٢٨٫٤٥	٨٦٫٠٠	٧٣٫٦	١٫١	٧٤٫٣٠	١٫١٦	٧٤٫٨٤	١٫١	٧٤٫٥٦	١٫١
D2	٣٢٫٨	٢٩٫٨٨	١٠٦٫٥٠	٩٥٫٣	١٫١١	٩٤٫٣٤٦	١٫١١	٩٧٫٥٢	١٫١	٩٦٫٤١	١٫١
n					١٫١٦		١٫١٦٣		١٫١٤٧		١٫١٤٦
S-D					٠٫١٢٤		٠٫١٢٢		٠٫١٢٧		٠٫١٣١٨
معامل التعديل δ %					١٠٫٦٩		١٠٫٤٩		١١٫٠٧		١١٫٥

جدول (٢-٥) قيم معامل التسليح ونسبة الإجهاد الجزئي

النموذج	الكود الأمريكي (٣٤)		نعمان (٩)	
	معامل التسليح $\bar{W}$	نسبة الإجهاد الجزئي PPR	معامل التسليح $\bar{W}$	نسبة الإجهاد الجزئي PPR
A_1	ــــ	٠	ــــ	٠
A_2	٠,٩٧	٠,٥٧	٠,٠٩	٠,٥٨
A_3		٠,٧٢٨	٠,١٤٤	٠,٧٢٩
A_4	٠,١٨١	٠,٨	٠,١٧١٤	٠,٧٩٨
A_5	٠,٢٣٧	٠,٨٣٧	٠,٢٢٥	٠,٨٣٦
A_6	٠,٢٣٥	١	٠,١٩	١
B_1	٠,١٢٦	١	٠,١١	١
B_2	٠,١٥١	٠,٦٤	٠,١٥	٠,٦٤
B_3		٠,٥٧	,١٧	٠,٥٦٩
B_4	٠,١٩٧	٠,٥١٤	٠,١٨٧	٠,٥١٢
C_1	٠,١٨٥	٠,٢٩	٠,١٦٤	٠,٢٨٩
C_2	٠,١٥٦	٠	ــــ	٠
D_1	٠,١٣٢	٠,٤	٠,١٢	٠,٤٠٥
D_2	٠,١٧	٠,٣١	٠,١٥	٠,٣٠٨



الصورة (١ - ٥) فشل النماذج الخرسانية



لقطة الصورة (١ - ٥) فشل النماذج الخرسانية

كيلونيوتن - متر كما موضح في الشكل (١ - ٥) والصورة (١-٥).

النموذج A2 :-

يمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد جزئيا تحتوي على سلك واحد مسبق الاجهاد "Prestressing wire" وقد كان المقطع الخرساني معرضا الى قوة اجهاد تقدر بـ (٨١ر٧٥٠) كيلونيوتن وبنسبة اجهاد جزئية (PPR) تساوي (٠ر٥٧) تقريبا .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٣٢ر٧١٥) كيلونيوتن - متر في منطقة العزم الثابت .

اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (٧٢) كيلونيوتن - متر كما في الشكل (١ - ٥) والصورة (١-٥)

اما الفواقد فقد احتسبت بطرق نظرية وكانت بنسبة ٣ ٪ من قوة الاجهاد الاولية .

النموذج A3 :-

يمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد جزئيا تحتوي على سلك مسبق الاجهاد عدد (٢) .

وكان المقطع الخرساني معرضا الى قوة اجهاد تقدر بـ (١٦٣ر٥) كيلونيوتن وبنسبة اجهاد جزئية (PPR) تساوي (٠ر٧٢٨) تقريبا .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٤٧ر٧١٥) كيلونيوتن - متر في منطقة العزم الثابت ، اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (٨٥) كيلونيوتن - متر كما في الشكل (١ - ٥) والصورة (١-٥). وكانت الفواقد بنسبة ٣ر٩ ٪ من قوة الاجهاد الاولية .

النموذج A4 :-

يمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد جزئيا تحتوي على سلك مسبق الاجهاد عدد (٣) وكان المقطع الخرساني معرضا الى

قوة اجهاد تقدر بـ (٢٤٥ر٢٥) كيلونيوتن وبنسبة اجهاد جزئية (PPR) تساوي (٧٩٨ر٠) وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٢١ر٥٨) كيلو نيوتن - متر في منطقة العزم الثابت ، اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (١٢٠ر٠) كيلونيوتن -متر كما في والصورة (١-ﻫ) وكانت الفواقد بنسبة ٣ر٥ % من قوة الاجهاد الاولية

النموذج A5 :-

يمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد جزئيا تحتوي على اربعة اسلاك مسبقة الاجهاد .

حيث كان المقطع الخرساني معرضا الى قوة اجهاد تقدر بـ (٣٢٧) كيلونيوتن وبنسبة اجهاد جزئيا (PPR) تساوي (٨٣٧ر٠) تقريبا وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٧١٥ر٦٧) كيلونيوتن - متر اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء مقداره (١٣١ر١) كيلونيوتن - متر كما في الشكل (١ - ٥) والصورة (١-ﻫ). وكانت الفواقد بنسبة ٣ر٥ % من قوة الاجهاد الاولية .

النموذج A6 :-

يمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد كليا تحتوي على اربعة اسلاك مسبقة الاجهاد .

وقد كان المقطع الخرساني معرضا الى قوة اجهاد تقدر بـ (٣٢٧)كيلونيوتن وبنسبة اجهاد جزئية (PPR) تساوي (١) وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٧٢ر٧١٥) كيلونيوتن - متر . اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (١٠٩ر٥) كيلونيوتن - متر . كما في الشكل (١ -٥) والصورة (١-ﻫ) .

وكانت الفواقد بنسبة ٣ر٥ % من قوة الاجهاد الاولية .

٢ - ٣ - ٥ المجموعة الثانية ب :

تمثل هذه المجموعة العتبات الخرسانية (B4,B3,B2,A3,B1) .

وهي عتبات خرسانية مسبقة الاجهاد تم تثبيت مساحة مقطع الحديد مسبق الاجهاد فيها وتغيير مساحة مقطع حديد الشد العادي لمعرفة تأثير ذلك في تصرف الخرسانة .

وقد كانت نسبة الاجهاد الجزئية للنماذج مختلفة وكذلك معاملات التسليح ($\bar{W}$) كما في الجدول (٥-٢)

وقد كان اجهاد الشد على كل سلك يساوي $0.7f_{pu}$ تقريبا لكل النماذج ، اما قوة الاجهاد المسلطة على مقطع خرساني فقد كانت تساوي (١٦٣ر٥) كيلونيوتن تقريبا لكل النماذج ايضا .

وابتدأ الفشل بخضوع حديد التسليح العادي (ما عدا B_1) وتبعها تهشم الخرسانة في السطح العلوي بسبب الانفغاط Secondary Compression failure.

النموذج B_1 :-

ويمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد ذات نسبة اجهاد جزئية تساوي ١ تحتوي سلكين مسبقي الاجهاد . وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٤٣ر٧٥) كيلونوتن - متر .

اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (٦٠ر٢) كيلونيوتن - متر كما في الشكل (٢-٥) والصورة (١-٥).

وكانت الفواقد بنسبة ٣ر٩ % من قوة الاجهاد الاولية.

النموذج B_2 :-

ويمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد جزئيا ذات نسبة اجهاد جزئية تساوي (٦٤ر٠) تقريبا تحتوي على سلكين مسبقي الاجهاد .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٤٧ر٧١٥) كيلونيوتن - متر اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (ـــ ر٩٥) كيلونيوتن - متر كما في الشكل (٢-٥)والصورة (١-٥). وكانت الفواقد بنسبة ٣ر٨ % من قوة الاجهاد الاولية .

النموذج B_3 :-

ويمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد جزئيا ذات

نسبة اجهاد جزئية تساوي (٠ر٥٧) تقريبا وتحتوي على سلكين مسبقي الاجهاد .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٤٨ر٧١٥) كيلونيوتن - متر اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (ــ ر١٠٧) كيلونيوتن - متر كما في الشكل (٢-٥) والصورة (١-٥). وكانت الفواقد بنسبة ٣ر٩ % من قوة الاجهاد الاولية .

النموذج B_4 :-

ويمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد جزئيا ذات نسبة اجهاد جزئية تساوي (٠ر٥١٤) تقريبا وتحتوي على سلك مسبق الاجهاد عدد (٢) .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٥٢ر٧١٥) كيلونيوتن - متر اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (٠ر١٢٥) كيلونيوتن - متر كما في الشكل (٢-٥) والصورة (١-٥) وكانت الفواقد بنسبته ٣ر٨ % من قوه الاجهاد الاولية .

٥-٣-٣ المجموعة الثالثة ج :-

تمثل هذه المجموعة العتبات $(C_2, C_1, B_3, A_4, A_6)$ ، التي لجميعها التحمل الاقصى نفسه تقريبا .

والهدف منها هو دراسة اختلاف درجات الاجهاد لعتبات لها التحمل الاقصى نفسه .

وقد كانت نسب الاجهاد الجزئية تتراوح بين الصفر متمثلة بالعتبة C_2 والواحد متمثلة بالعتبة A_6 ، وبمعاملات تسليح $(\bar{W})$ مختلفة كما في الجدول (٢-٥) ، اما الاجهاد المسلط على كل سلك فقد كان يساوي $0.7 f_{pu}$ تقريبا .

وابتدأ الفشل بخضوع حديد التسليح العادي (ما عدا A_6) وتبعها تهشم الخرسانة في السطح العلوي بسبب الانضغاط Secondary Compression failure.

النموذج C_1 :-

ويمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد جزئية بنسبة

اجهاد جزئية تساوي (٠ر٢٩) تقريبا .

وتحتوي على سلك واحد مسبق الاجهاد . اما قوة الاجهاد المسلطة على المقطع الخرساني فتساوي (٨١ر٧٥) كيلونيوتن تقريبا .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٣٧ر٥) كيلونيوتن - متر اما الفشل فقد ظهر عند عزم انحناء قدره (١١١ر١٥) كيلونيوتن - متر . كما في الشكل (٢-٥) والصورة (١-٥) وكانت الفواقد بنسبة ٣ % من قوة الاجهاد الاولية .

النموذج C_2 :-

ويمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسلحة تسليحا عاديا اي بنسبة اجهاد جزئية تساوي صفر .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٢١ر٧١٥) كيلونيوتن - متر اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (١١٦) كيلونيوتن - متر بسبب خضوع حديد تسليح الشد العادي . كما في الشكل (٢-٥) والصورة (١-٥)

٥-٣-٤ المجموعة الرابعة د :-

وتمثل هذه المجموعة عتبات خرسانية مسبقة الاجهاد جزئيا وتشمل (A_5, A_4, A_3, D_2, D_1) وتقارن مع بعضها لعرض شقوق تساوي ٠ر٣ ملم، حيث كان الاجهاد المسلط على كل سلك من الاسلاك مسبقة الاجهاد يساوي $0.7f_{pu}$ تقريبا وابتدأ الفشل بخضوع حديد التسليح العادي وتبعها تهشم الخرسانة في السطح العلوي بسبب الانضغاط Secondary Compression failure

النموذج D_1 :-

ويمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد بنسبة اجهاد جزئية تساوي (٠ر٤) تقريبا ، تحتوي على سلك واحد من الاسلاك المسبقة الاجهاد .

وقد كانت قوة الاجهاد المسلطة على المقطع الخرساني تساوي (٨١ر٧٥) كيلونيوتن .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٢٧ر٧١٥) كيلونيوتن - متر اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (٨٦) كيلونيوتن - متر كما في الشكل (٢ - ٥) والصورة (١-ه)، وكانت الفواقد بنسبة ٣ر٩ % من قوة الاجهاد الاولية .

النموذج D_2 :-

يمثل هذا النموذج عتبة خرسانية مسبقة الاجهاد بنسبة اجهاد جزئية تساوي (٣١ر٠) تقريبا ، وتحتوي على سلك واحد من الاسلاك المسبقة الاجهاد .

وقد كانت قوة الاجهاد المسلطة على المقطع الخرساني تساوي (٨١ر٧٥) كيلونيوتن تقريبا .

وقد ظهر التشقق الاول عند عزم انحناء قدره (٣٢ر٨) كيلونيوتن - متر اما الفشل فقد حدث عند عزم انحناء قدره (١٠٦ر٠٥) كيلونيوتن - متر . كما في الشكل (٢ - ٥) والصورة (١-ه) أوكانت الفواقد بنسبة ٣ر١ % من قوة الاجهاد الاوليه .

٤ - ٥ نتائج الانفعالات في الخرسانة والحديد : -

تم قياس الانفعالات الطولية للنماذج الخرسانية باستعمال مقياس الانفعالات الميكانيكي وفي المواقع المبينة في الشكل (٢ - ٤) لجميع النماذج وكانت الانفعالات تمثل انفعالات شد في الاسفل وانضغاط في الاعلى .

وقد تم قياس الانفعالات المتولدة في الخرسانة نتيجة عملية الاجهاد Prestressing في مواقع مختلفة على طول العتبة (شكل (١ - ٤) والاشكال من (٣ - ٥) الى (٥ - ٥) تبين توزيع تلك الانفعالات على المقطع الوسطي ، والمقطع الواقع على مسافة ٧٥٠ ملم من وسط العتبة (من الجانبين) .

والاشكال من (٦ - ٥) الى (٩ - ٥) توضح تغير الانفعالات

باختلاف مستويات عزوم الانحناء للعتبات (C_1, B_2, A_5, A_4) .

وقد اختيرت هذه العينة من النماذج لتنوب عن باقي العتبات وذلك لاستيفائها بتوضيح المطلوب .

اما توزيع الانفعالات الافقية على مقاطع طولية من العتبات باختلاف مستويات عزم الانحناء فموضحة بالاشكال من (١٠ - ٥) الى (١٤ - ٥) .

علاوة على ذلك فقد تم قياس الانفعالات المتولدة في الحديد مسبق الاجهاد بعد عملية السحب مباشرة حيث تم ايجاد قوة الشد فيها ومقارنتها مع مايؤشره جهاز السحب ، وكانت النتيجتان متقاربتين جدا .

ولم تؤخذ قراءاتها خلال عملية التحميل نظرا لان التغير فيها قليل جدا لانها موضوعة على بعد ١٥سم من المسند .

وقد تم توضيح الانفعالات المتولدة في حديد الشد العادي في الاشكال (١٥ - ٥) ، (١٦ - ٥) للعتبات A_4, A_3 .

اما للعتبات الباقية فان مقاييس الانفعال الكهربائية لم تعمل كما ينبغي ويبدو ان الاسلاك المتصلة بها قد قطعت في اثناء عملية الصب .

٥ - ٥ نتائج الهطول مع علاقة الهطول بالحمل الكلي :-

تم قياس الهطول (deflection) في المواقع الخمسة المبينة في الشكل (٣ - ٤) باستعمال الاقراص المدرجة .

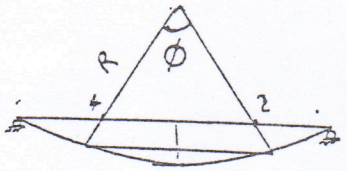
والاشكال من (١٧ - ٥) الى (١٩ - ٥) توضح علاقة الهطول مع الاحمال المسلطة لجميع النماذج ولجميع النقاط المبينة في الشكل (٣ - ٤) .

اما الاشكال من (٢٠ - ٥) الى (٢٢ - ٥) فانها توضح علاقة الهطول بمستويات مختلفة من الاحمال على طول النموذج .

٥-٦ التقوس وعلاقته بعزم الانحناء :-

تم قياس قيم التقوس لجميع النماذج اعتمادا على قراءات المقاييس القرصية المدرجة وذلك باخذ معدل قراءتي المقياسين (٤،٢) واللذين يبعدان مسافة ١٥٠٠ ملم عن بعضهما ، ثم يتم طرح قراءة المقياس (٣) منهما ، والناتج يرمز له بـ " δ " ثم يتم حساب نصف قطر الدوران "R" وكذلك التقوس من العلاقة ادناه والشكل وقد تم اعتماد هذه الطريقة دون الطرق الاخرى (طريقة توزيع الأنفعالات) لسهولتها ولأستخدامها لأغراض المقارنة فقط.

$$\phi = 1/R = 1 / (\delta^2 + a^2 / 2\delta)$$



حيث ان :

a = المسافة الفاصلة بين المقاييس القرصية (٤،٢) ومنتصف العتبة

والاشكال عن (٥-٢٣)و(٥-٢٦)توضح تغير التقوس بزيادة عزم الانحناء الى مرحلة قريبة من الفشل .

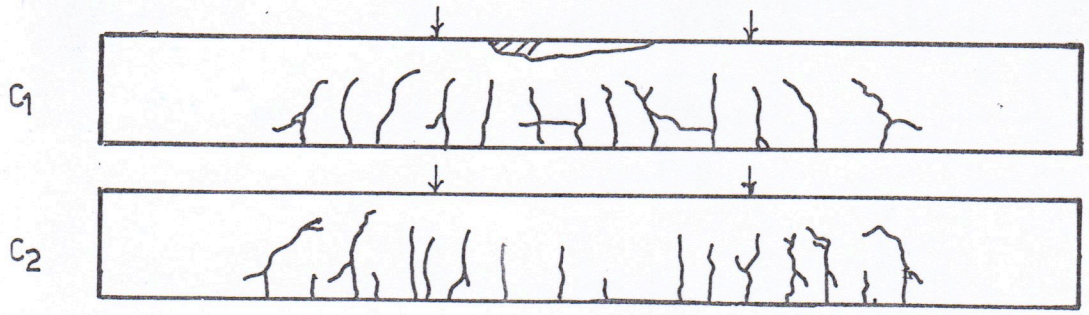
٥-٧ نتائج التشقق : -

تم قياس عرض الشق في حالتين :- الاولى عند وصوله الى عرض يساوي ٣ر٠ ملم ، والثانية عند التحمل الاقصى للنماذج وذلك باستعمال عدسة مكبرة مع القدمة Vernier .

وقياس ادنى مسافة بينية واقصاها crack spacing تفصل الشقوق عن بعضها ، وسيتم مناقشة نتائج التشققات في الفصل السادس.

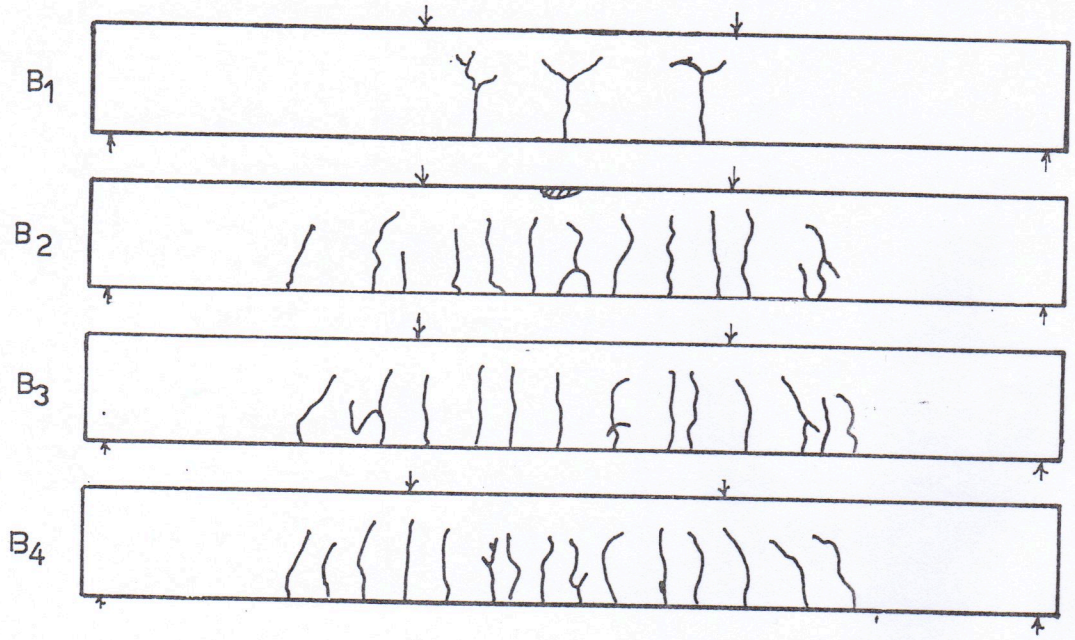
٥-٨ نتائج فحوص السيطرة :-

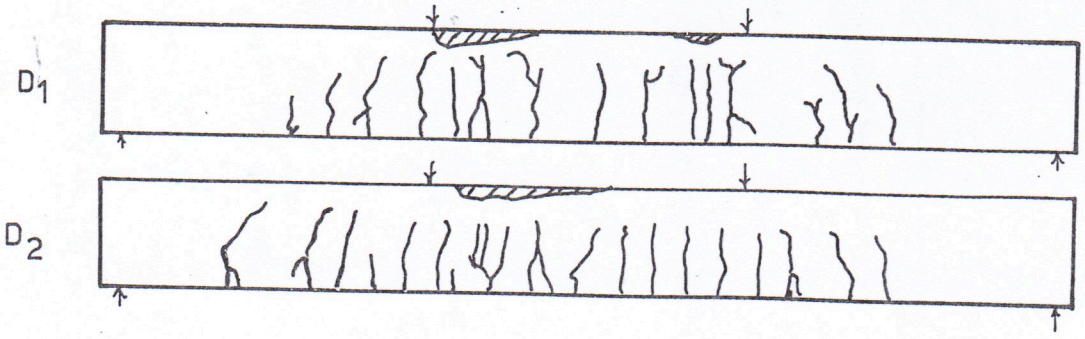
يعطي الجدول (٥-٣) نتائج الفحوصات لنماذج السيطرة التي تمثل فحوص الانضغاط والشد والانثناء ومعامل المرونة للنماذج الخرسانية مع معدل الانحراف المعياري في كل فحص .



الشكل (١-٥) فشل وتطور التشققات للنماذج (A6 - A1)

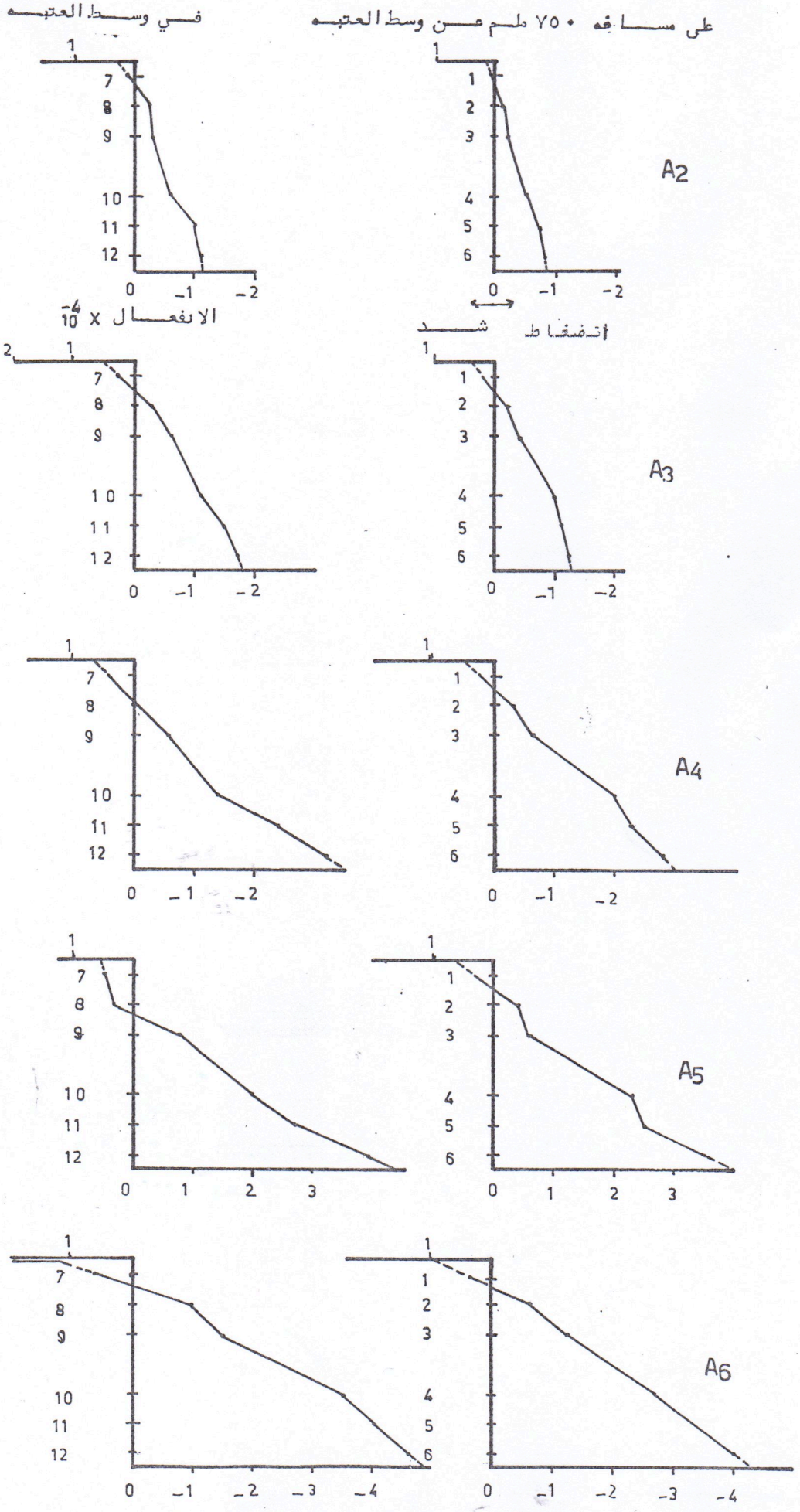
(C2 , C1).



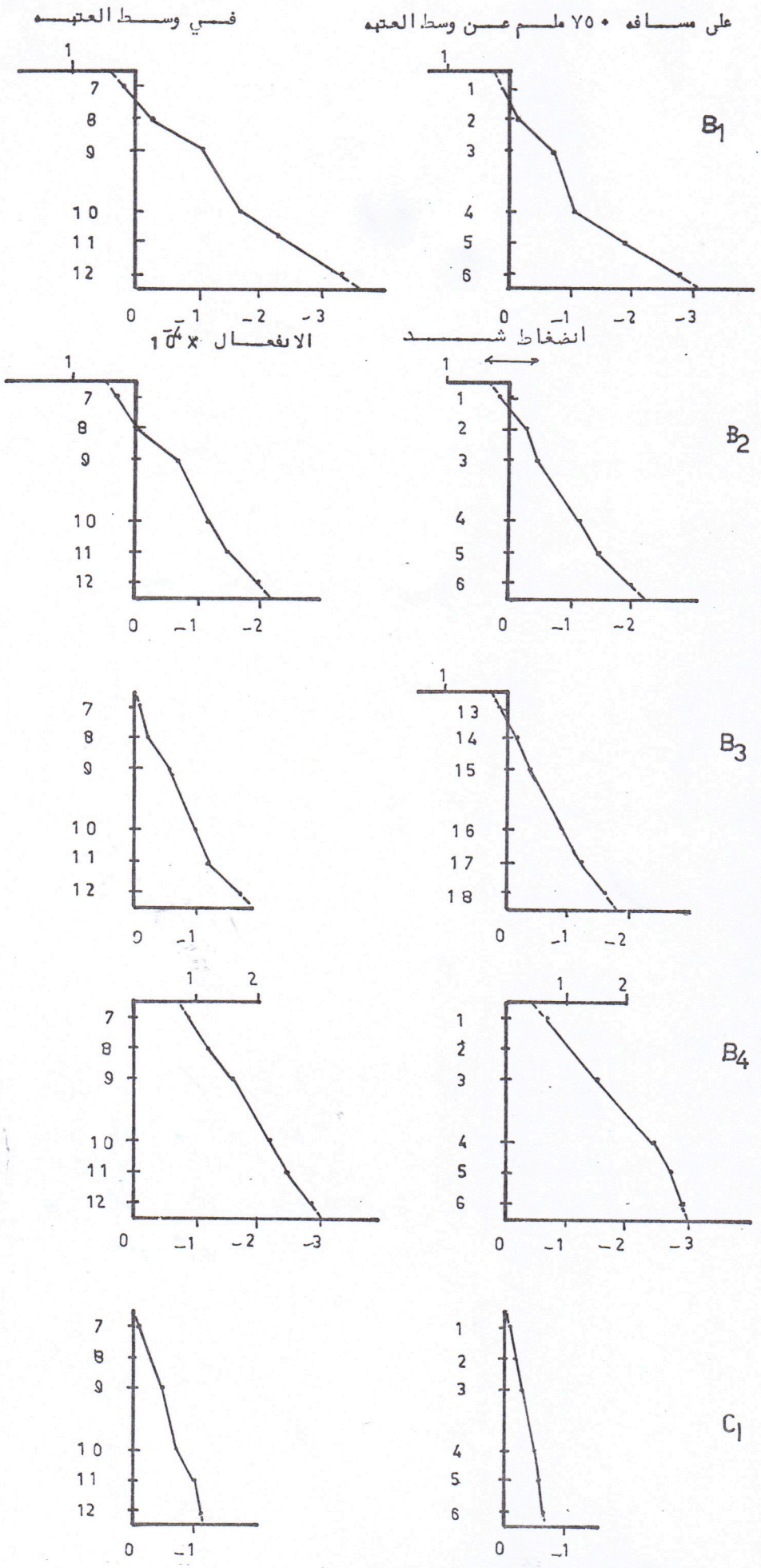


الشكل (٢-٥) فشل وتطور التشققات للنماذج

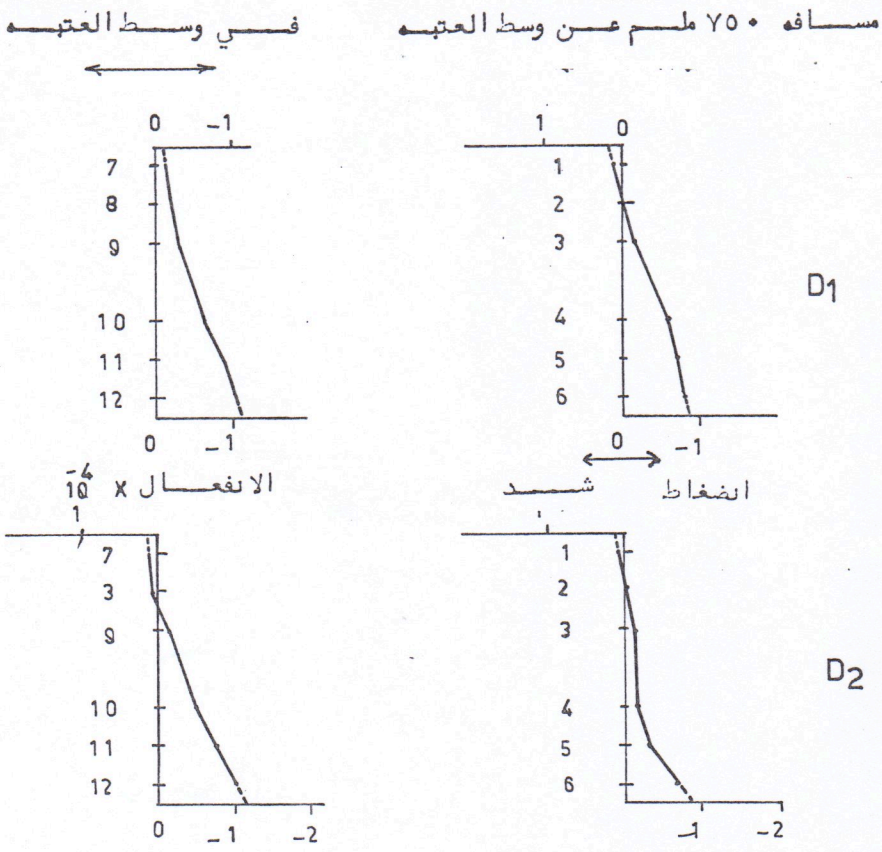
(D_2, D_1) . (B_4-B_1)



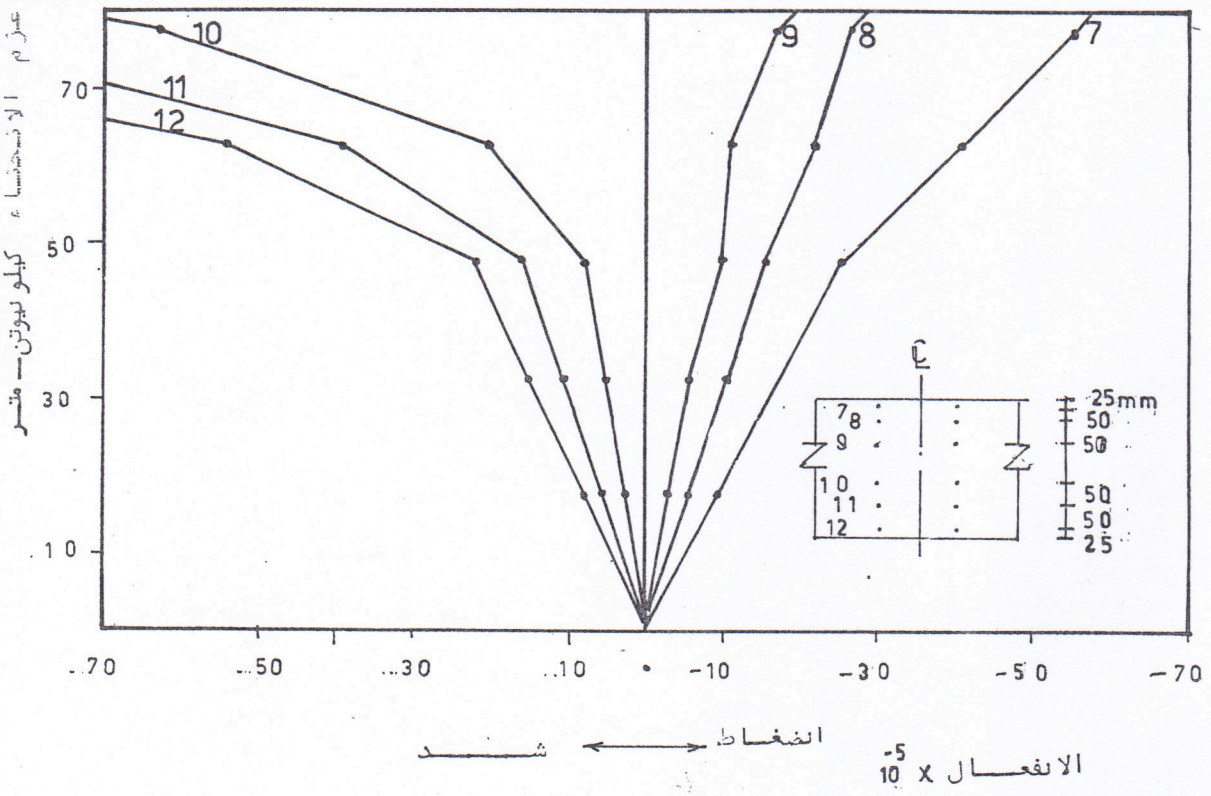
الشكل (٣-٥) توزيع الانفعالات للمجموعة (٦) بعد اجهاد الحديد مباشرة



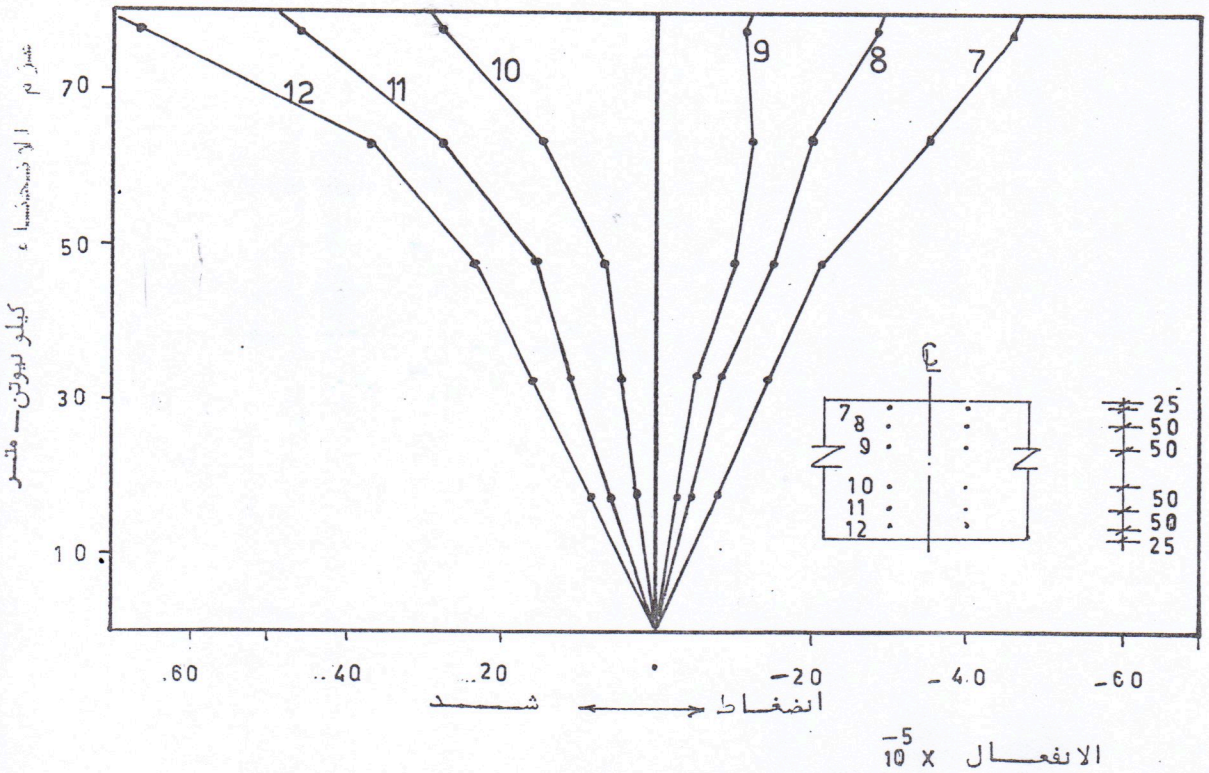
الشكل (٤-٥) توزيع الانفعالات للنماذج (B_1, B_4-B_1, C_1) بعد اجهاد الحديد مباشرة



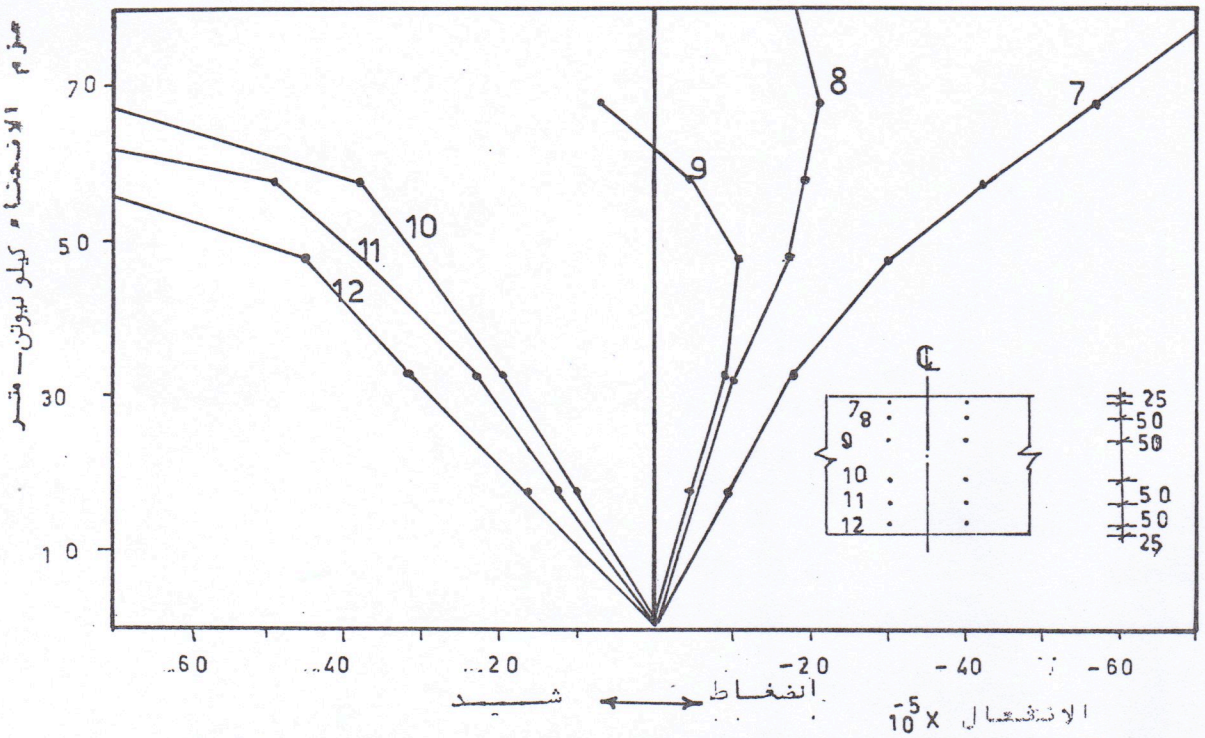
الشكل (٥-٥) توزيع الانفعالات للنموذجين D_2, D_1 بعد اجهاد الحديد مباشرة



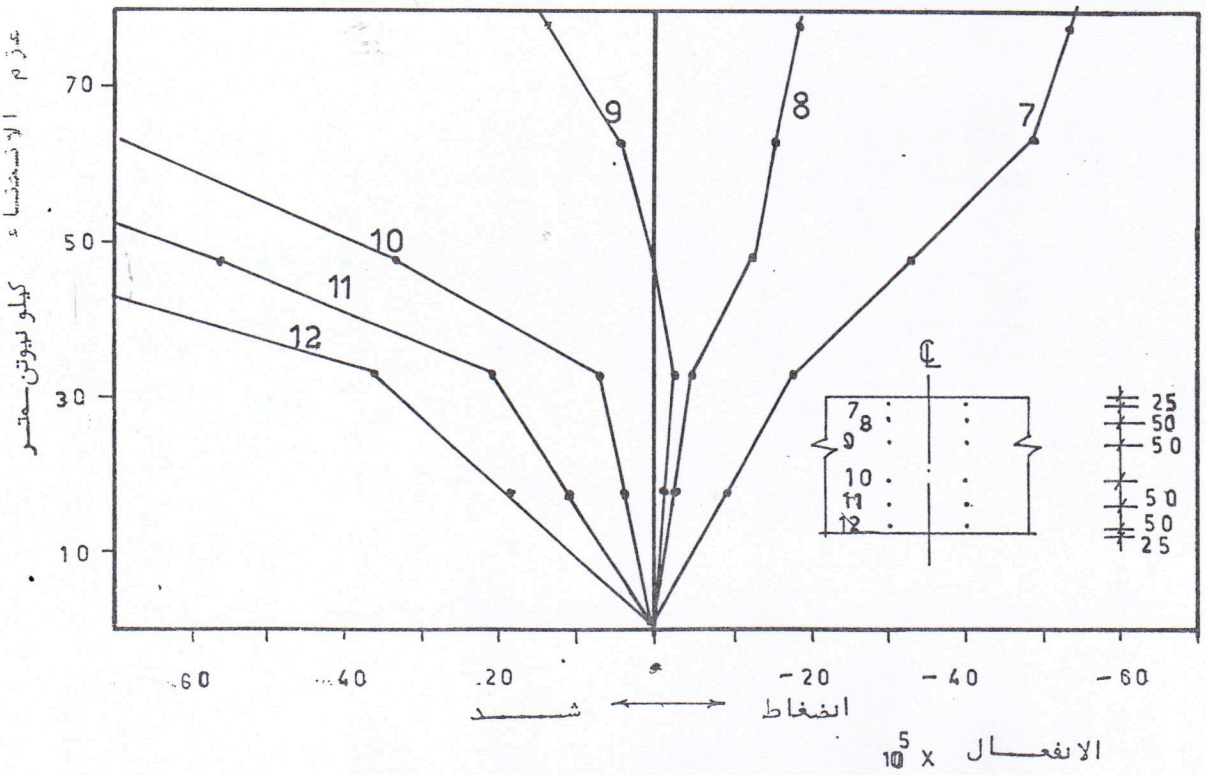
الشكل(٦-٥) تغير الانفعال مع عزم الانحناء للنموذج A4



الشكل(٧-٥) تغير الانفعال مع عزم الانحناء للنموذج A5

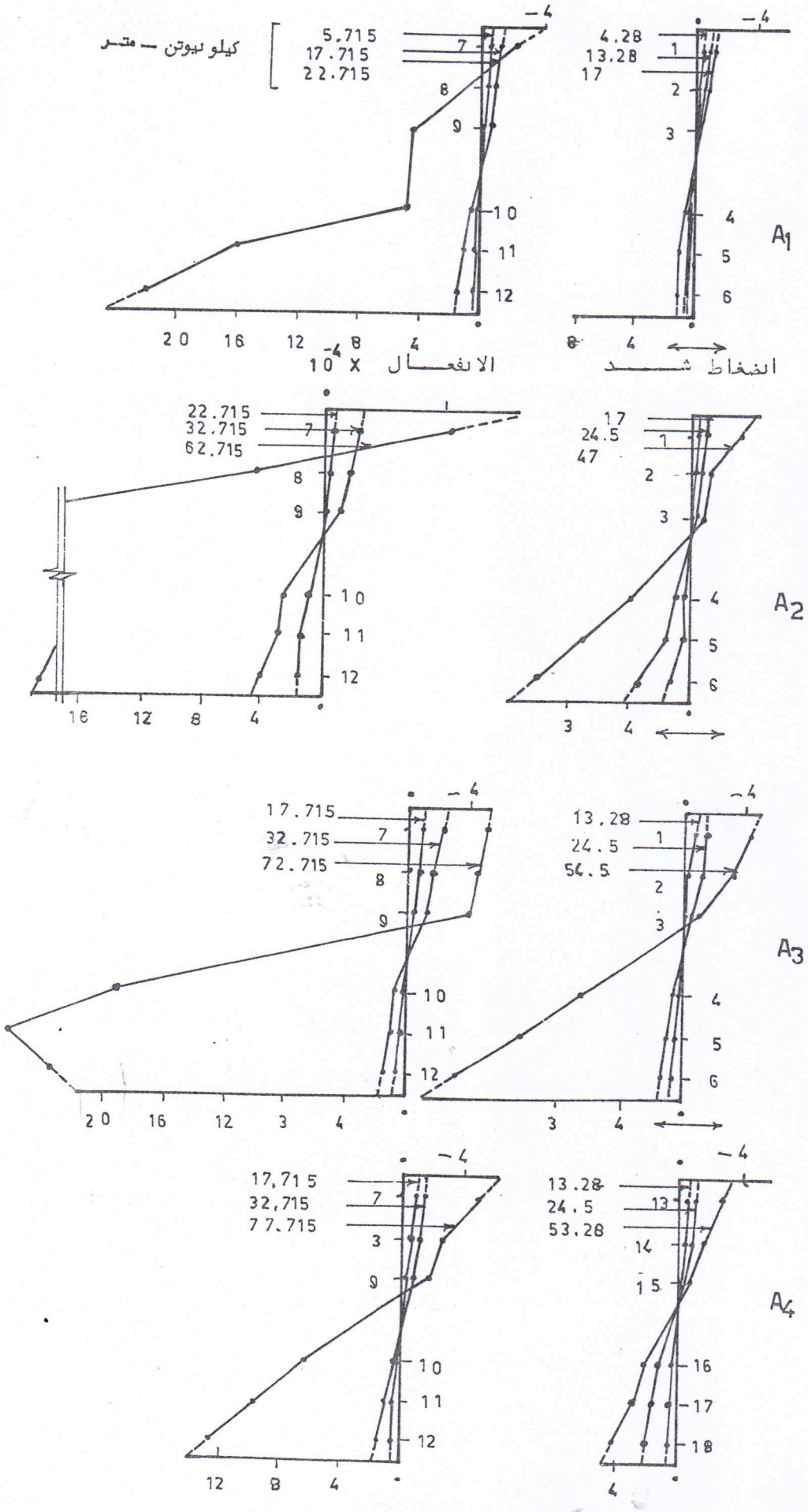


الشكل (٨-٥) تغير الانفعال مع عزم الانحناء للنموذج B_2



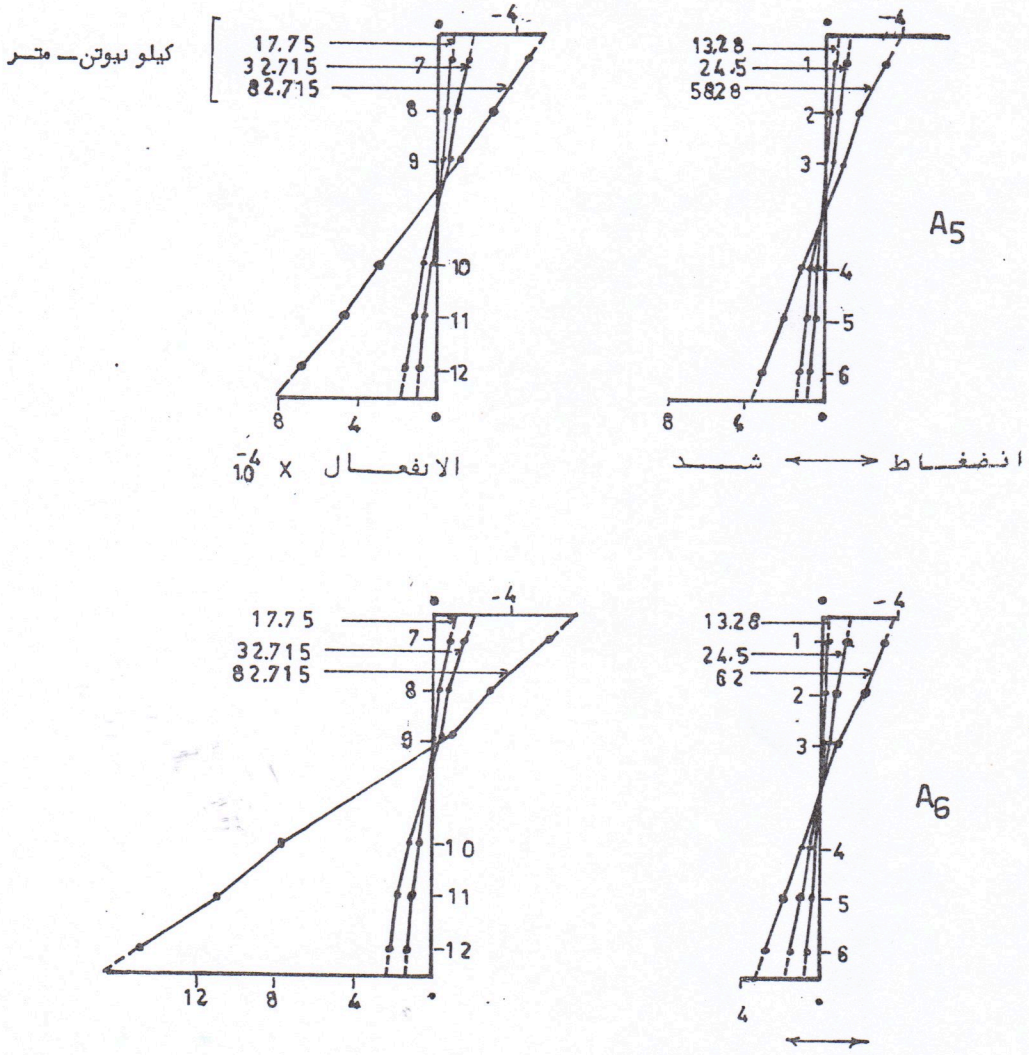
الشكل (٩-٥) تغير الانفعال مع عزم الانحناء للنموذج C_1

على مسافه ٧٥٠ ملم عن وسط العتبه في وسط العتبه



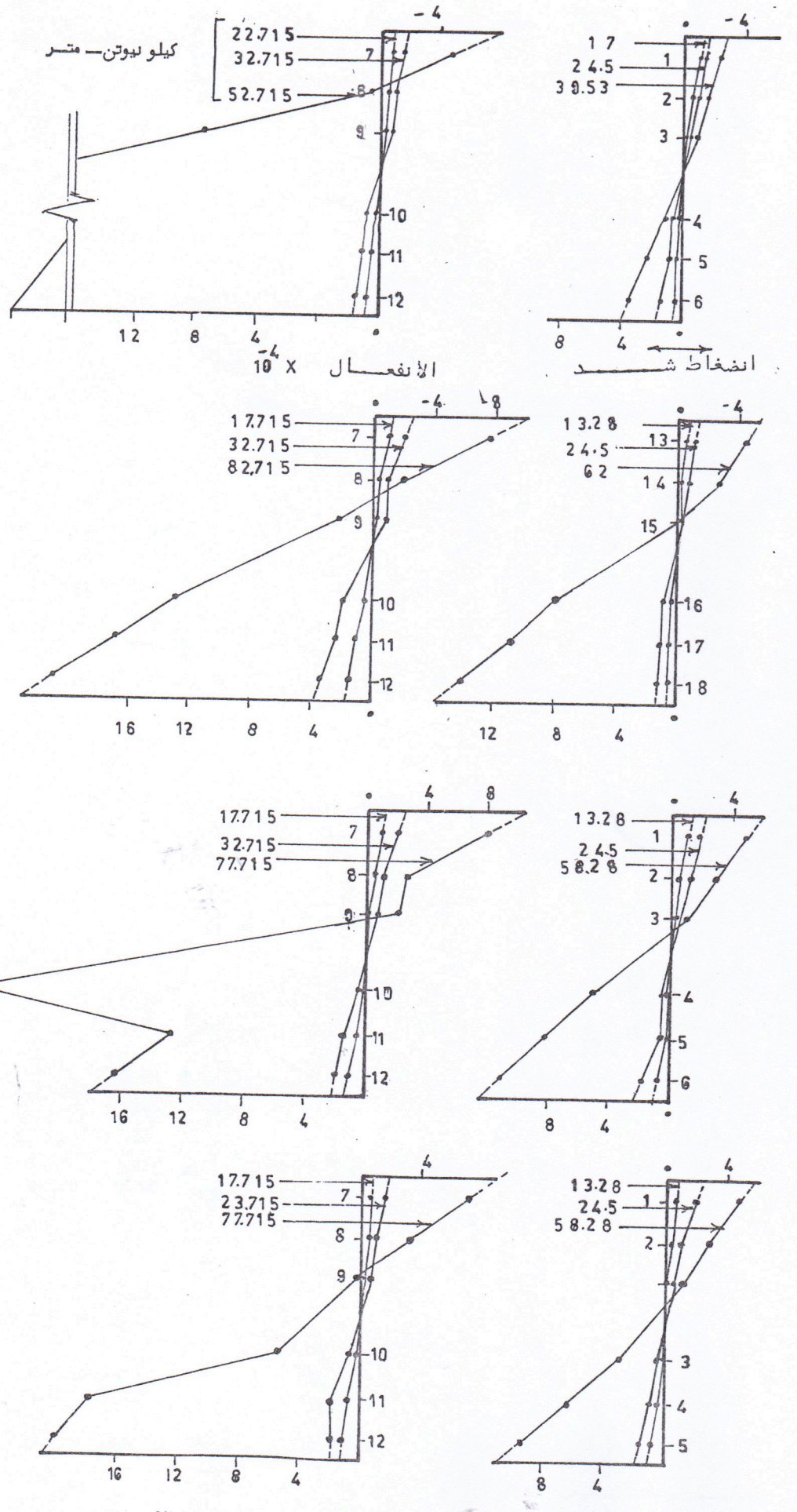
الشكل (١٠-٥) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنماذج A4-A1

على مسافه ٧٥٠ ملم عن وسط العتبه في وسط العتبه



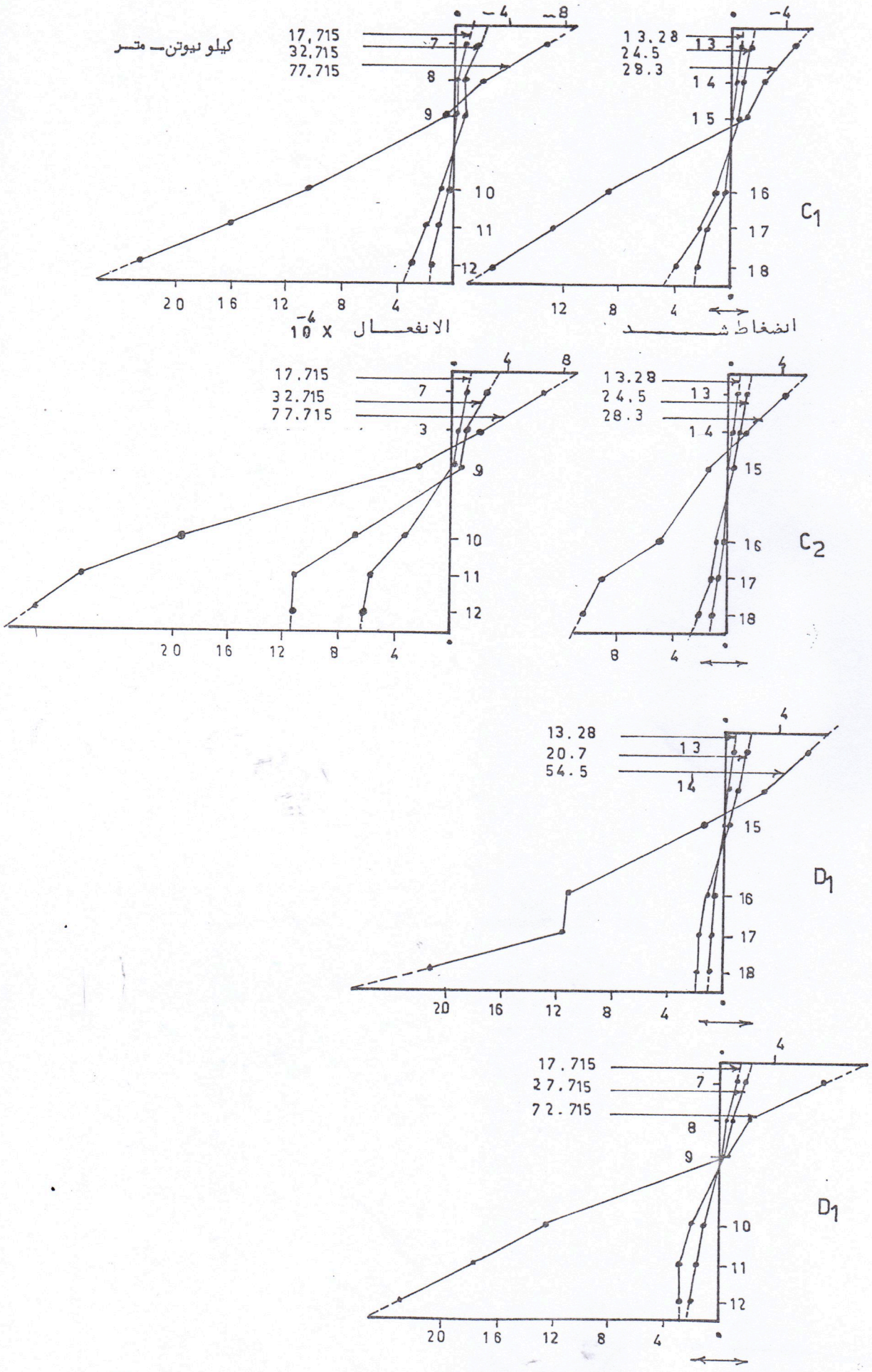
الشكل (١١-٥) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنماذج A6, A5

على مسافه ٧٥٠ ملم عن وسط العتبه في وسط العتبه



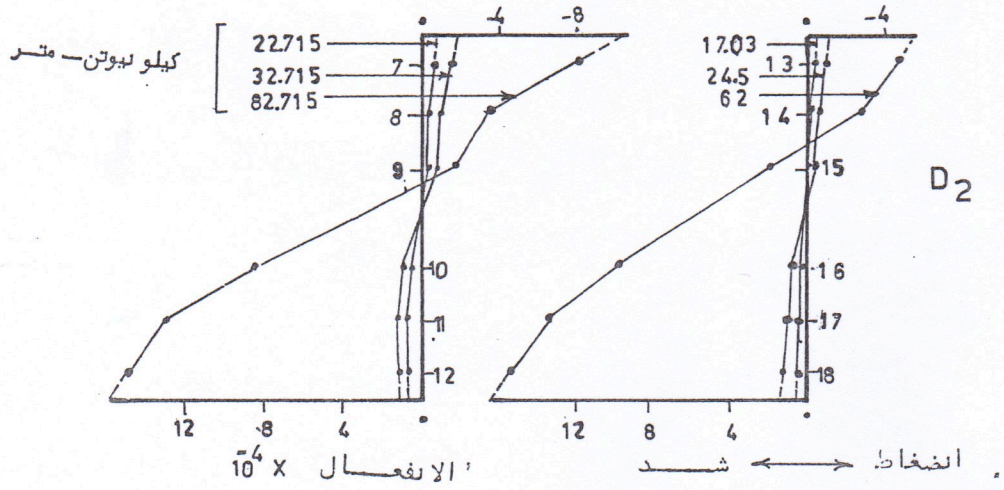
الشكل (١٢-٥) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنماذج B_4-B_1

على مساحه ٧٥٠ ملم عن وسط العتبه في وسط العتبه

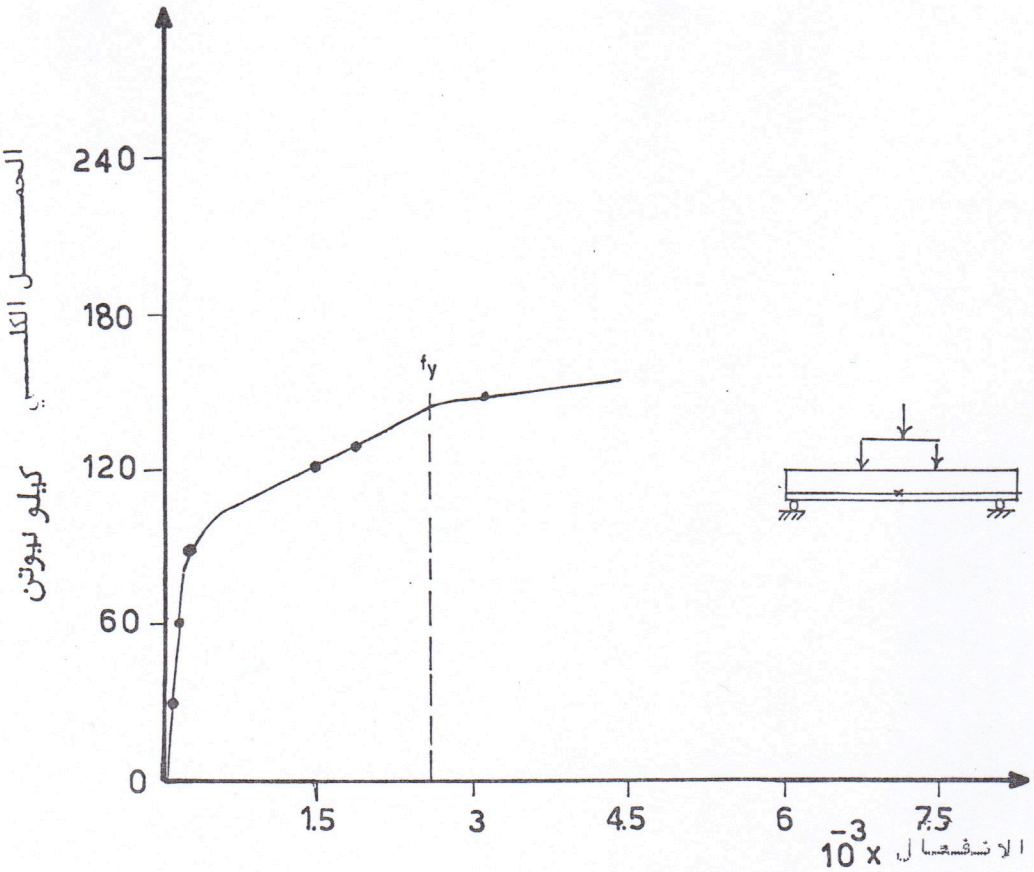


الشكل (١٣-٥) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنماذج (D_1, C_2, C_1)

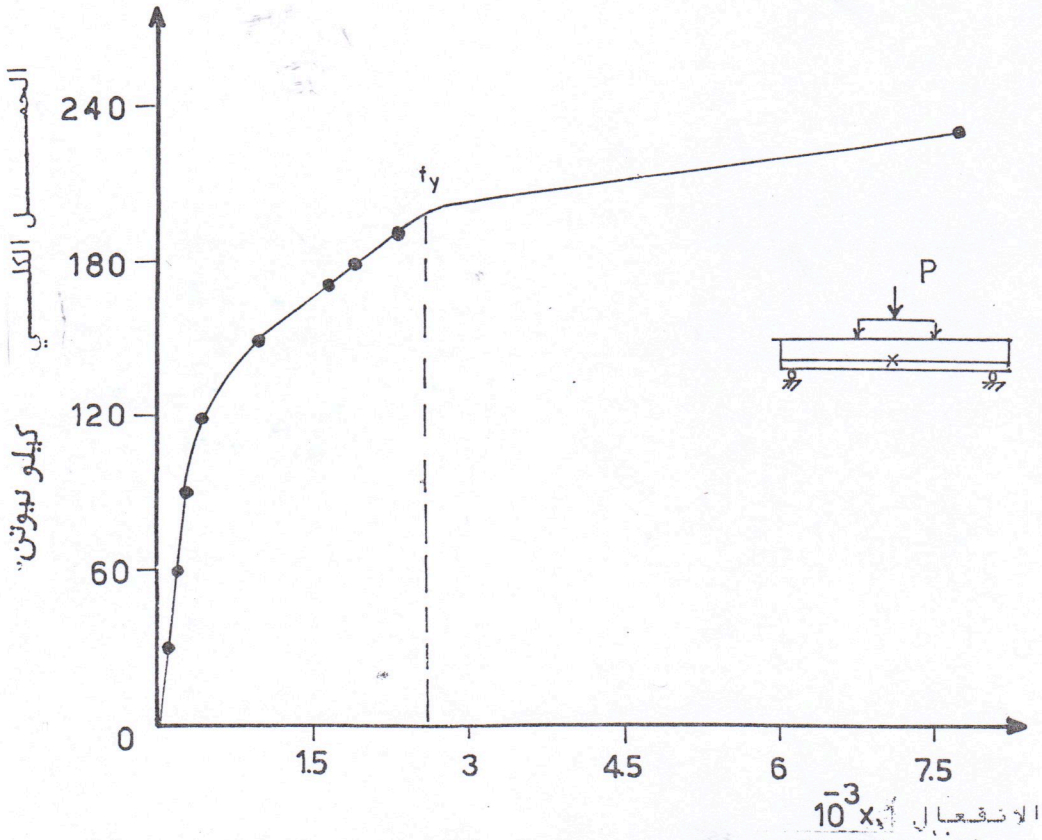
على مسافه ٧٥٠ ملم عن وسط العتبه في وسط العتبه



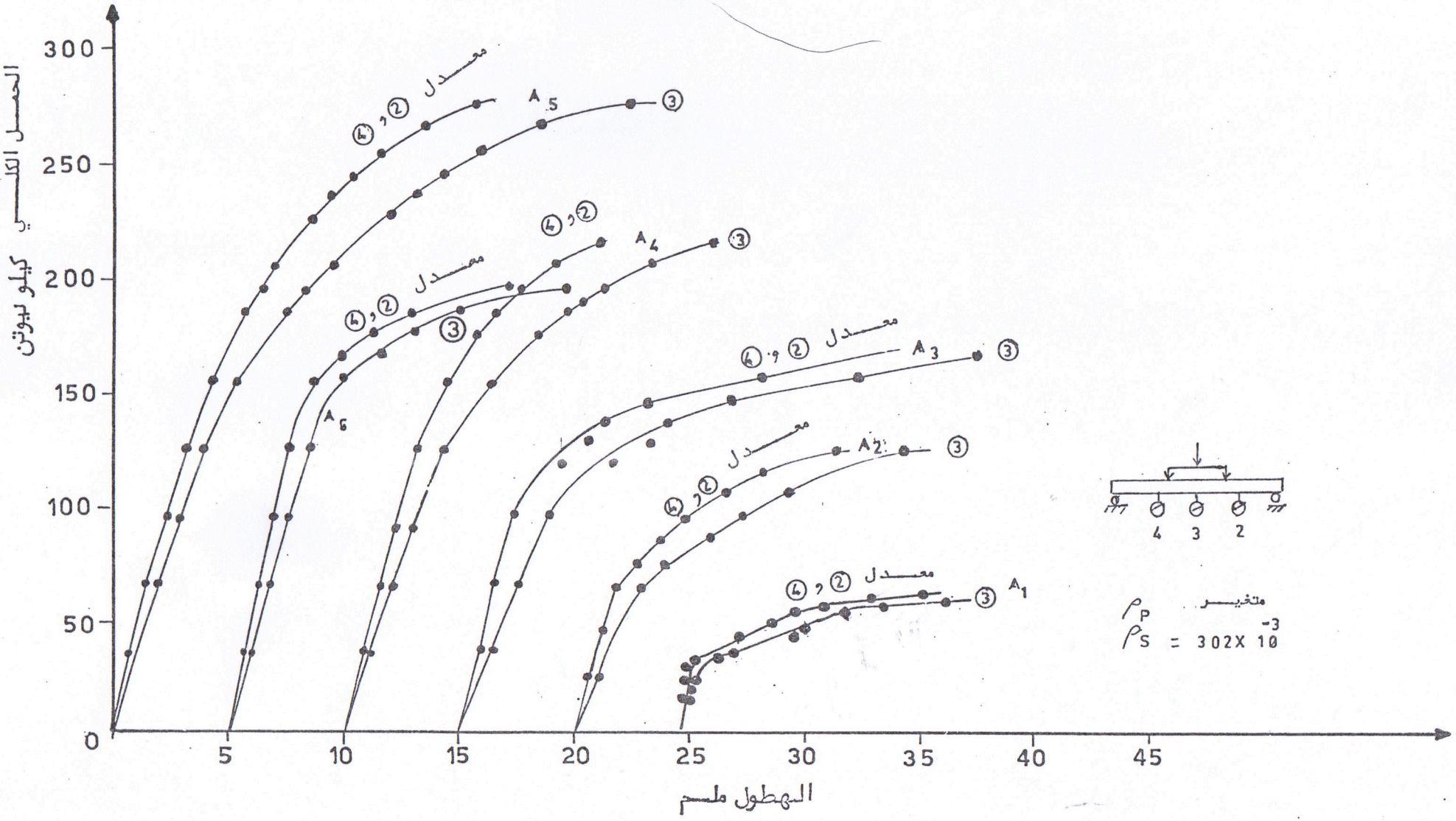
الشكل (١٤-٥) توزيع الانفعالات لمستويات عزوم مختلفة للنموذج D_2



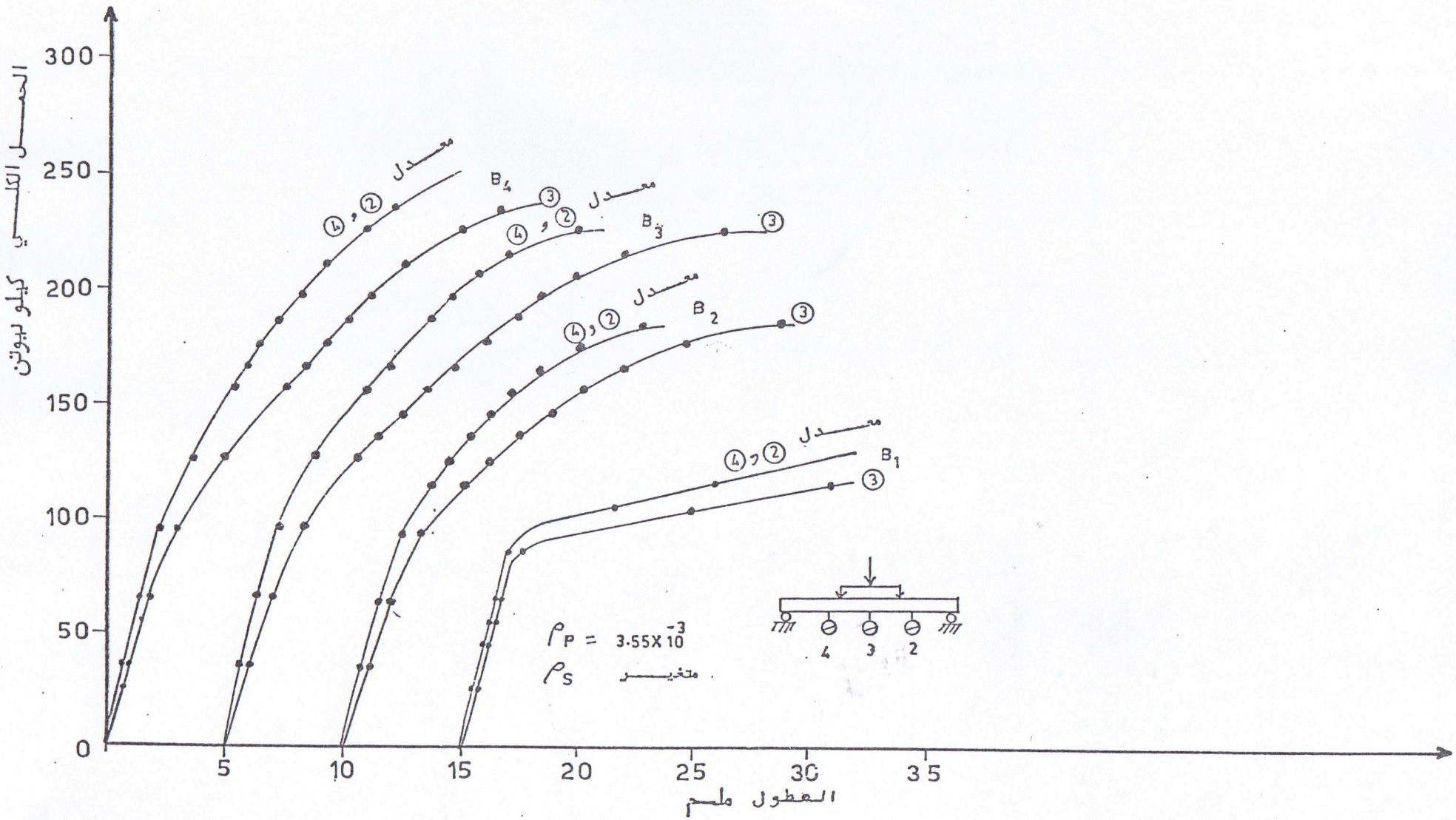
(٥-١٥) تغير الانفعال مع الاحمال في الحديد العادي للنموذج (A3)



(٥-١٦) تغير الانفعال مع الاحمال في الحديد العادي للنموذج (A4)

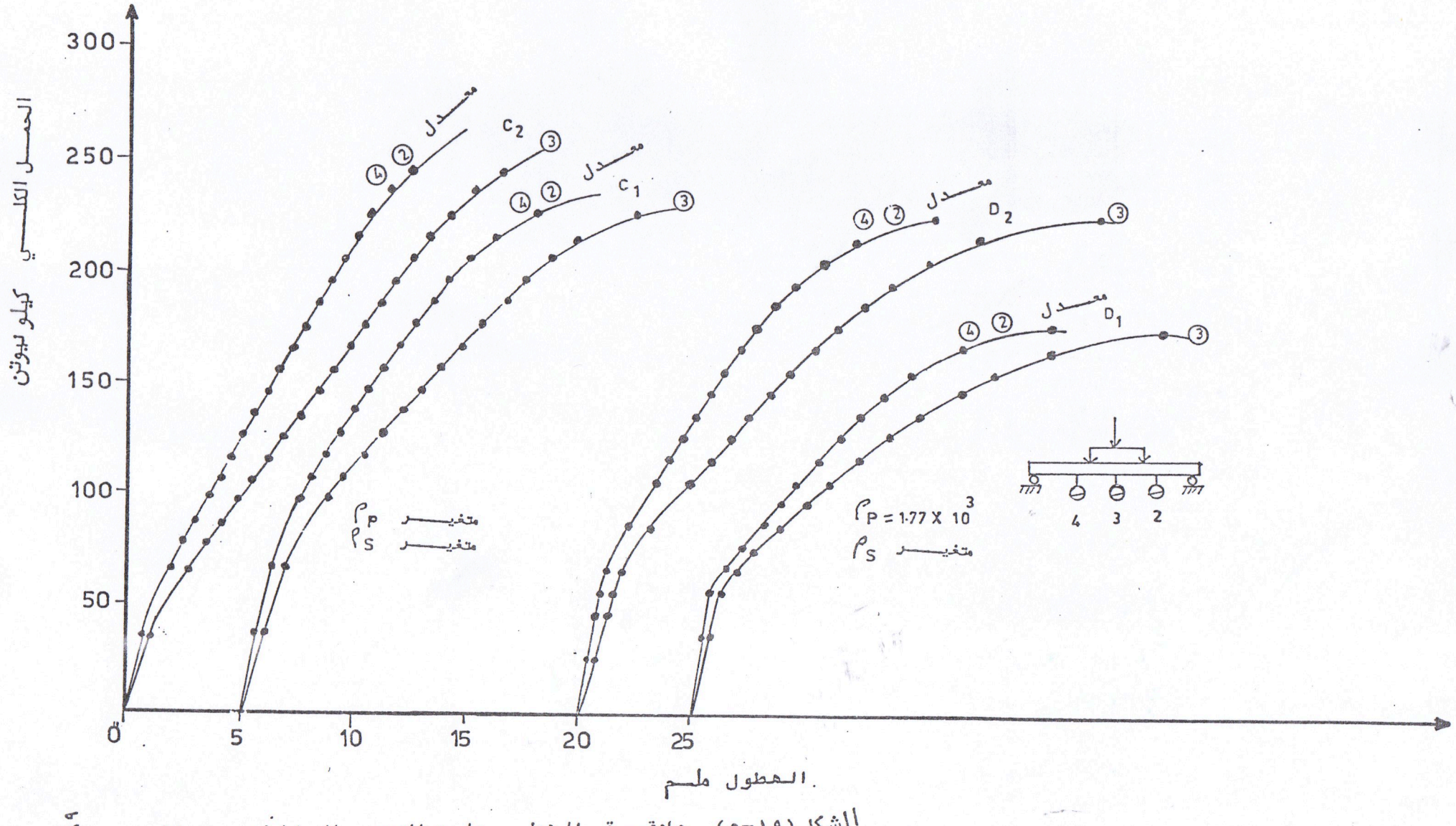


(١٧-٥) علاقة الهطول بالاحمال للنماذج (A6-A1)



(١٨-٥) علاقة الهطول بالاحمال للنماذج (B_4-B_1)

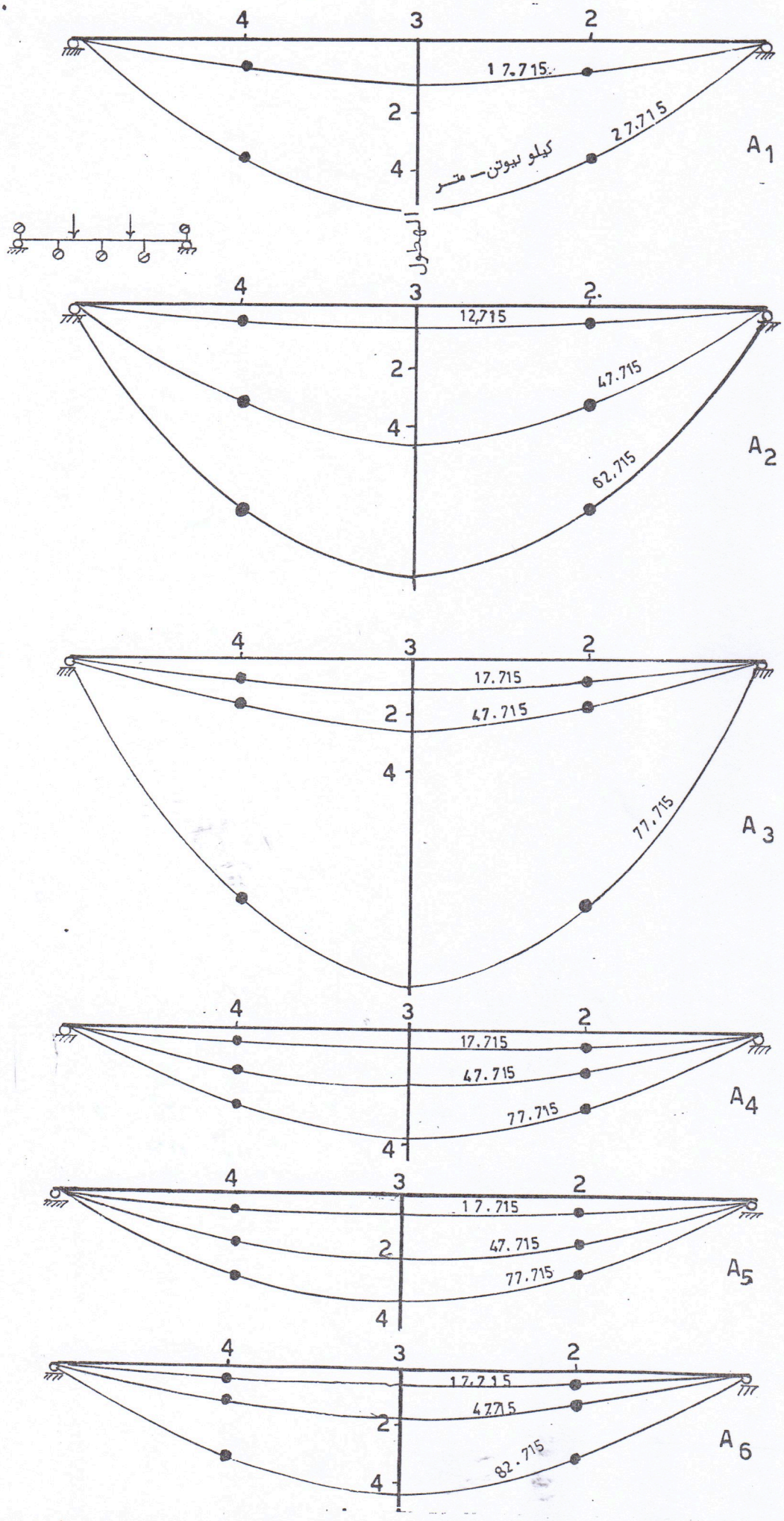
B_4 , B_3 , B_2 , B_1



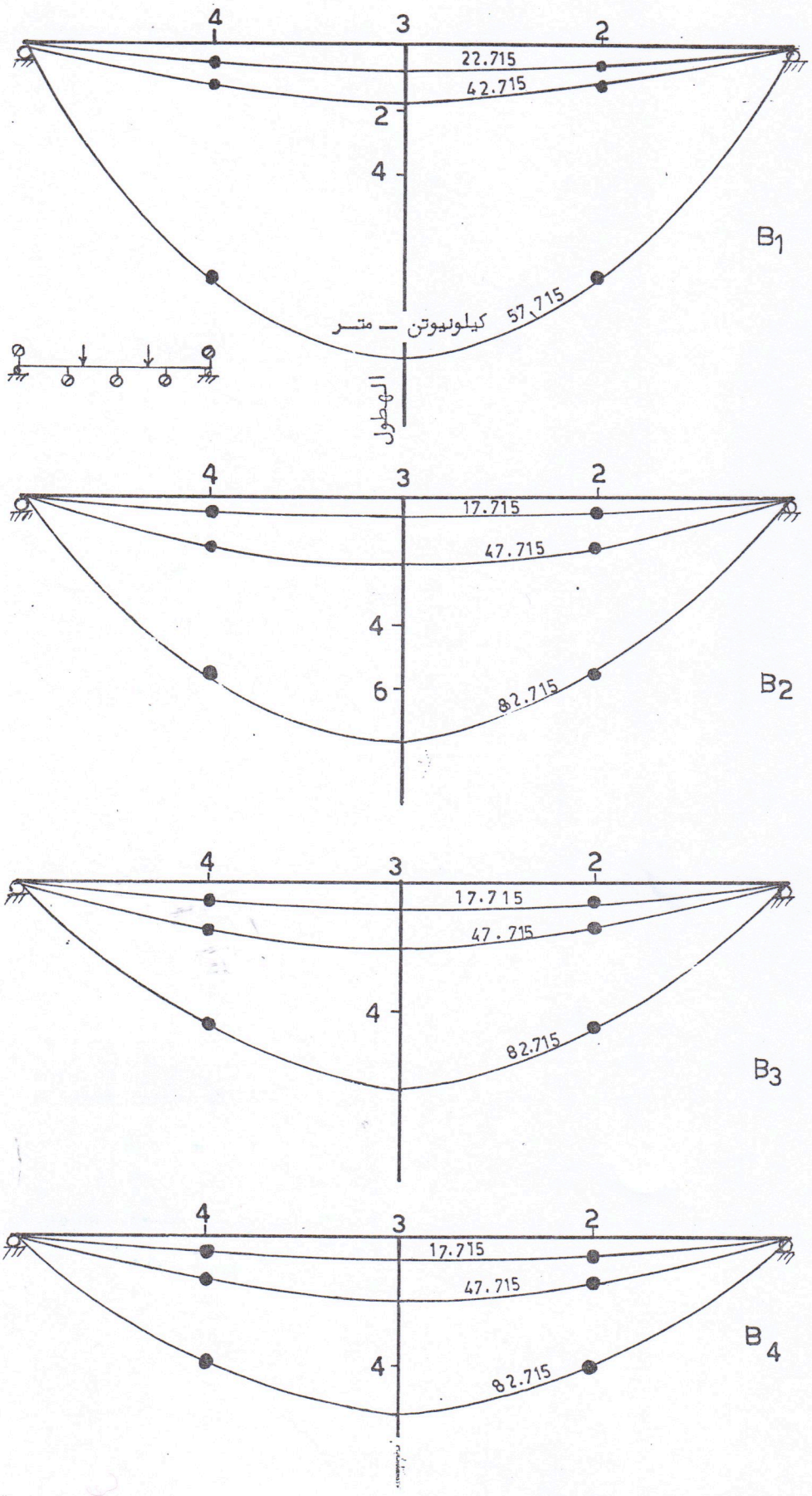
الشكل (١٩-٥) علاقة الهطول بالاحمال للنماذج

(D_2, D_1, C_2, C_1)

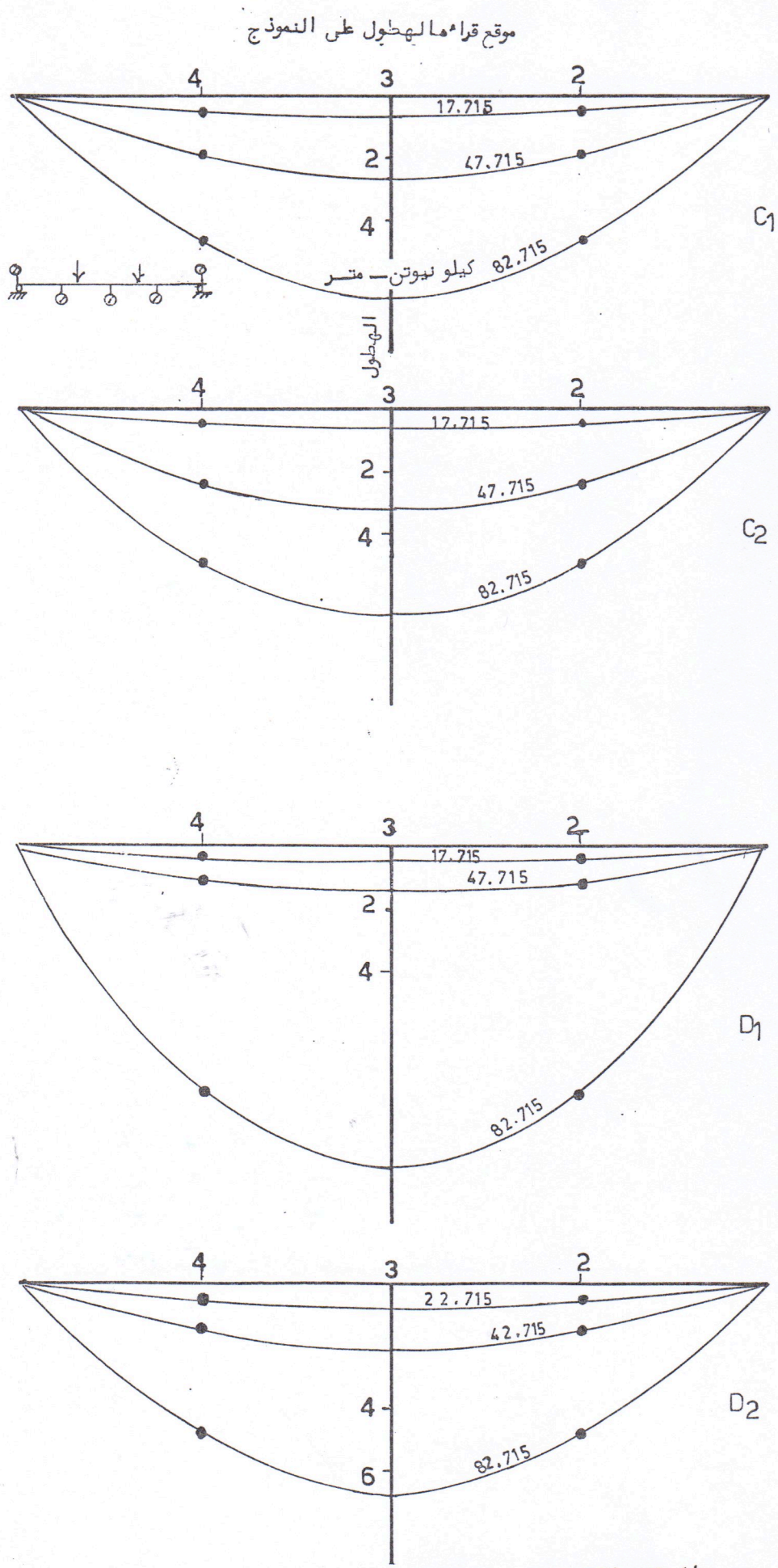
موقع قراءة الهطول على النموذج



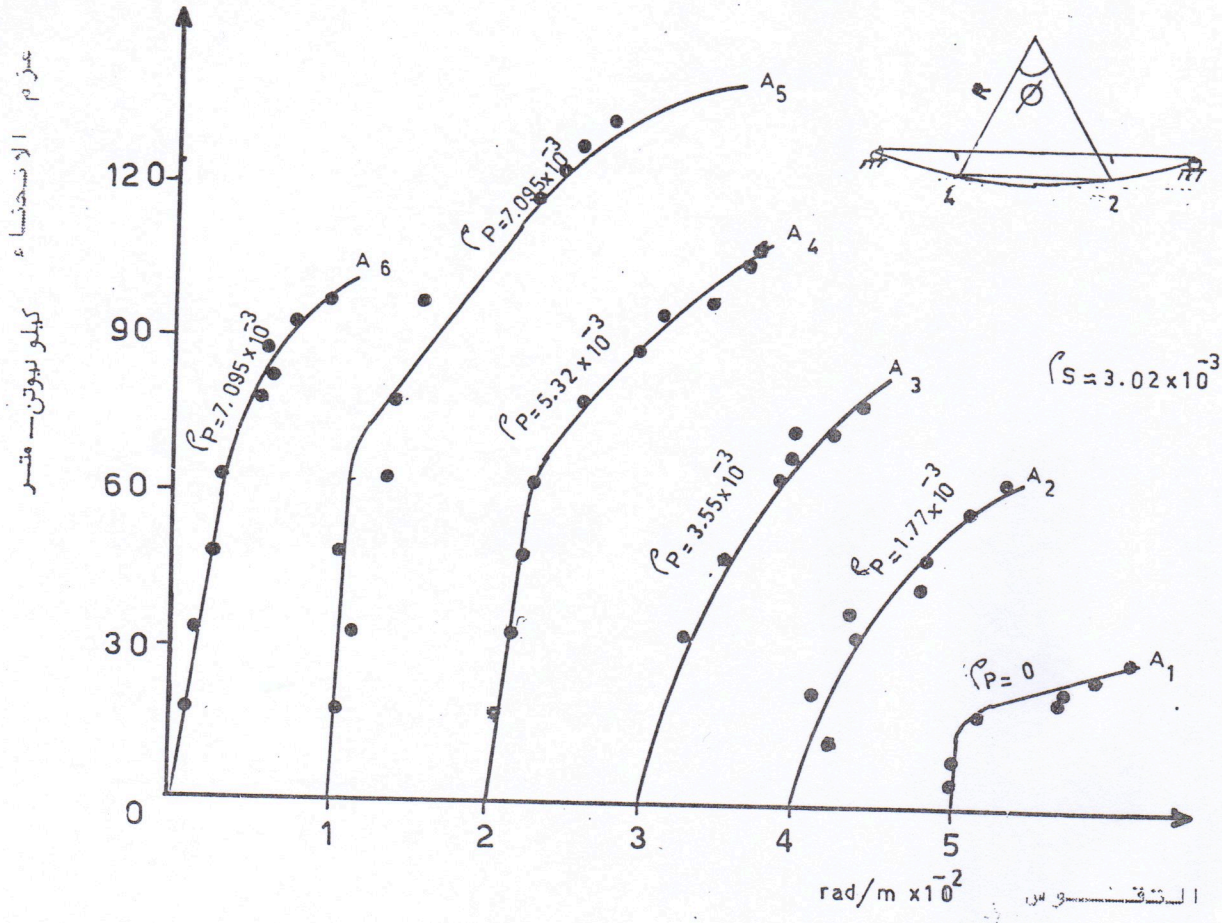
الشكل (٢٠-٥) علاقة الهطول على طول النماذج (A_6-A_1)



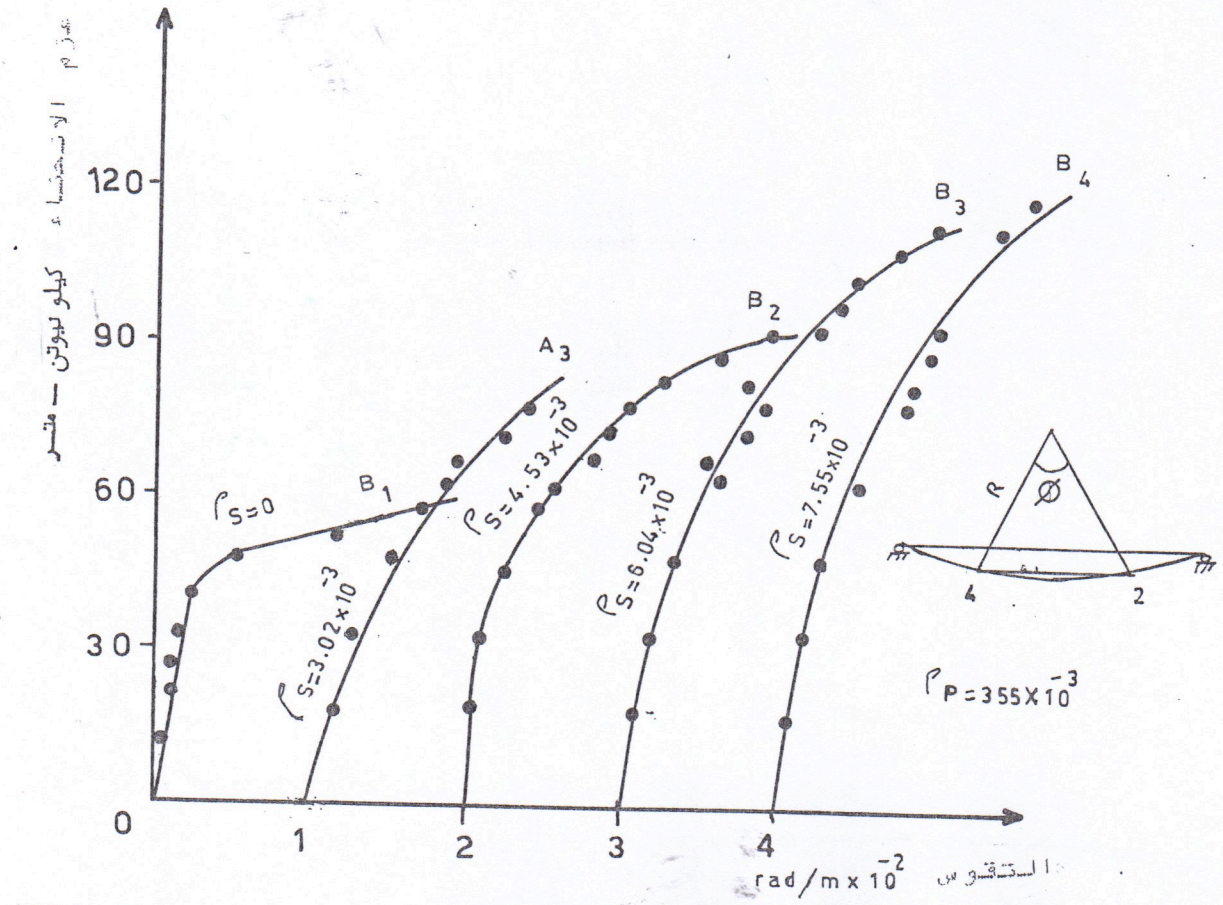
الشكل (٢١-٥) علاقة الهطول على طول النماذج (B_4-B_1)
مع اختلاف مستويات عزم الانحناء



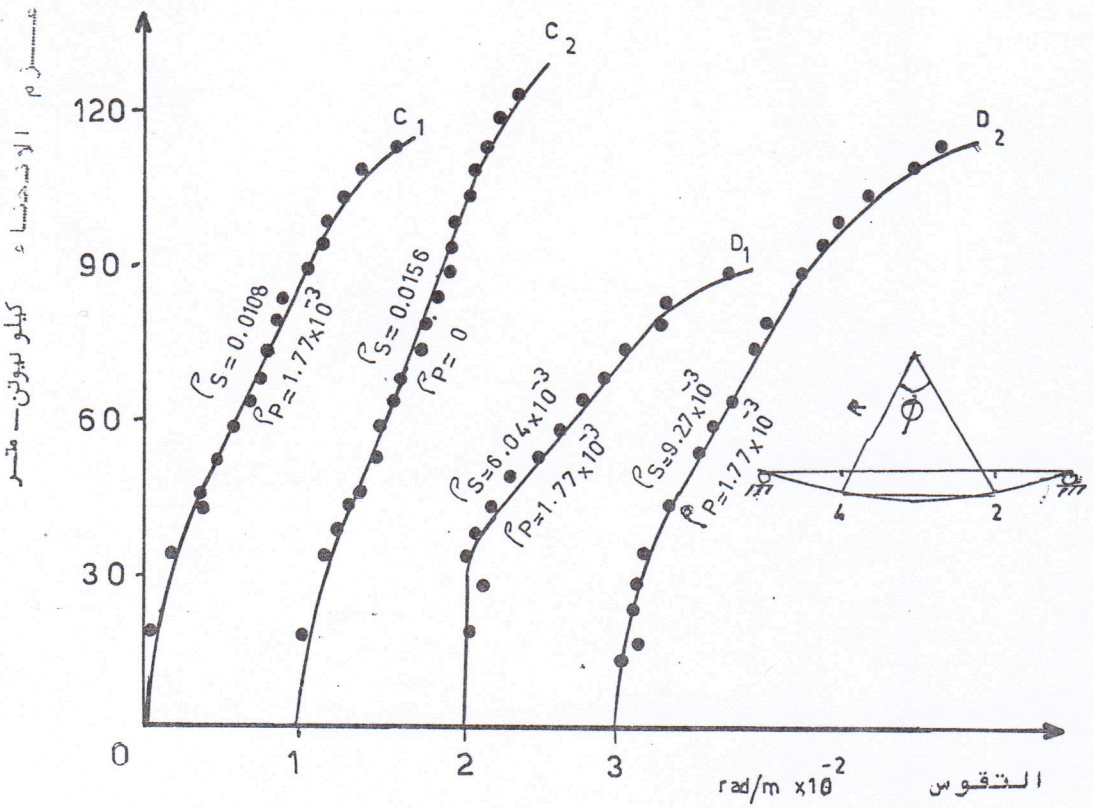
الشكل (٢٢-٥) علاقة الهطول على طول النماذج (D2, D1, C2, C1) مع اختلاف مستويات عزم الانحناء



الشكل(٢٣-٥) علاقة عزم الانحناء مع التقوس للمجموعة (أ)

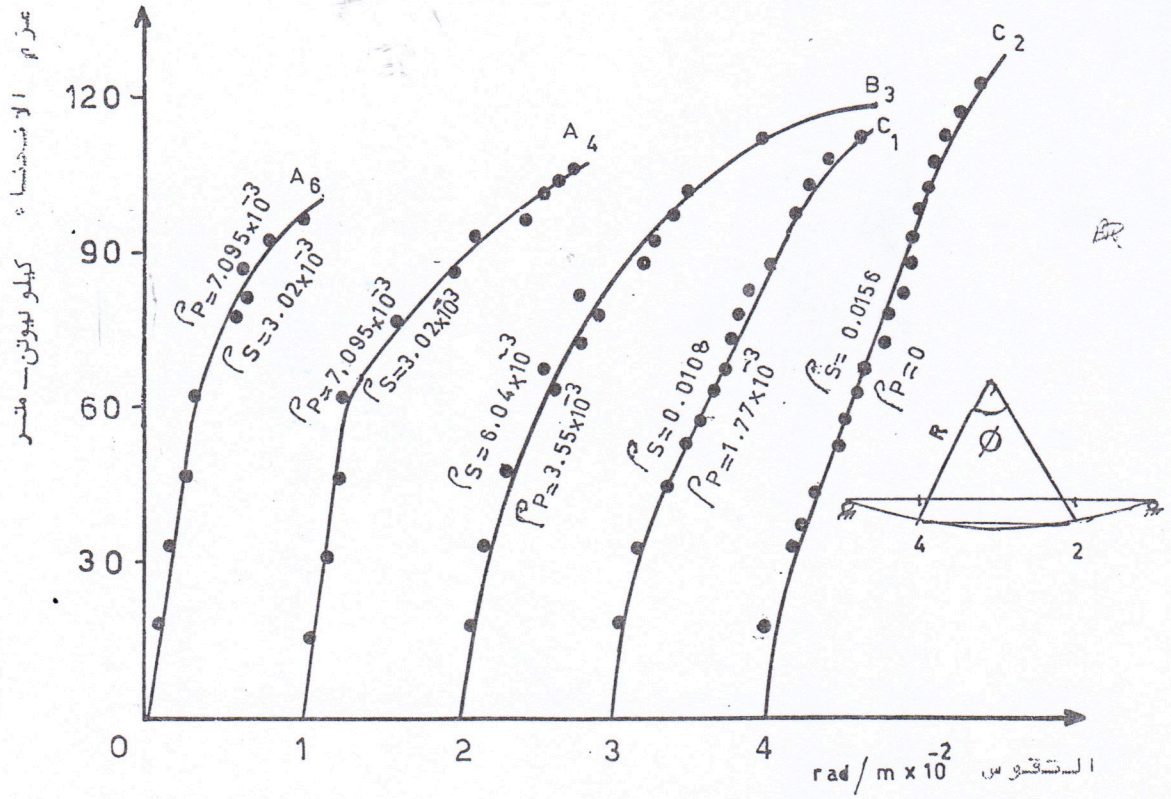


الشكل(٢٤-٥) علاقة عزم الانحناء مع التقوس للمجموعة (ب)



(٢٥-٥) علاقة عزم الانحناء مع التقوس للنماذج

(D_2, D_1, C_2, C_1)



الشكل (٢٦-٥) علاقة عزم الانحناء مع التقوس للمجموعة ج

جدول (٢-٥) خواص خرسانة نماذج السيطرة

النموذج	مقاومة الانضغاط للاسطوانات fc نيوتن/مم٢ بعمر ١٤ يوم	الانحراف المعياري S.D	مقاومة الانضغاط للاسطوانات fc نيوتن/مم٢ بعمر ٣٠ يوم	الانحراف المعياري S.D	مقاومة الانضغاط للمكعبات fcu نيوتن/مم٢ بعمر ٣٠ يوم	الانحراف المعياري S.D	مقاومة الشد ft نيوتن/مم٢	الانحراف المعياري S.D	معامل التصدع ft نيوتن/مم٢	معامل المرونة Ec
A1	—	—	٤١٫٨٨	٢٫١٦٩	٥٤٫٠٣	١٫٤٦	٤٫٦٥	٠٫١٥	٥٫٦٤	٣٧٫٩٨
A2	٣٥٫٠٦٥	١٫١٥	٤٢٫١٤	١٫٤٣	٥٥٫١١	١٫٦	٤٫٨٧	٠٫١١	٥٫٤	٣٥٫٣٠
A3	٣٦٫٢٠	١٫٦٩	٤٠٫٥٥	١٫١٨	٥٥٫٠٦	١٫٣٥	٤٫٨٣	٠٫٠٧	٥٫٦	٣٨٫٥
A4	٣٩٫٤٢	١٫٤٢	٤٦٫٢١	١٫٦٣	٥٢٫٥٥	٠٫٦١	٥٫٠٣	٠٫١١	٥٫٦٥	٣٧٫٩٨
A5	٣٥٫٦	٦٫٣	٤٢٫٢٩	٢٫٥٢	٥٤٫٩	١٫٣٧	٥٫٠٢	٠٫١٨٥	٥٫٥	٣٨٫٥٨
A6	٣٧٫٨٨	١٫٥٩	٤١٫٨٧	٢٫٠٤	٥٥٫٦٨	٠٫٦١	٤٫٨٧	٠٫١٠٦	٥٫٣٣	٣٧٫٠
B1	٣٨٫٦٤	٢٫٠٢	٤٠٫٨٥	١٫٦٧	٥٤٫٩٨	٣٫٣٧	٤٫٨	٠٫٢	٥٫٢٨	٣٧٫٤٠
B2	٣٩٫٤٢	٠٫٨٦	٤٢٫٦٢	٠٫٦٥	٥٥٫١٨	٠٫٦٤	٤٫٤٨	٠٫٠٧	٥٫٥٢	٣٤٫٢٩
B3	٣٨٫٩٣	٠٫٥٨	٤٢٫٠	١٫٢	٥٦٫١٧	١٫٨١	٤٫٨٥	٠٫١٦٧	٥٫٢٨	٣٧٫٤٠
B4	٣٧٫٠٧	١٫٥١	٤٣٫٠٥	٣٫٣٥	٥٤٫٨٥	٠٫٦٩	٤٫٦٨	٠٫٣٤	٥٫٤٢	٣٨٫٥٠
C1	٣٧٫٥١	٤٫٣٣	٤١٫١	٠٫٣٤	٥٥٫١٨	١٫٨٣	٥٫١٣	٠٫١١	٥٫٣٦	٣٨٫٢٥٠
C2	—	—	٤٠٫٨٤	١٫٢٧	٥٧٫٠٦	٠٫٨٣	٤٫٨	٠٫٠٩	٥٫٢٥	٣٧٫٥٦
D1	٣٧٫٣٣	٠٫٨٧	٤١٫٨	٠٫٤٦	٥٦٫٨٤	٢٫٨٥	٤٫٥٢	٠٫٢٨	- ٫٥	٣٨٫١٧
D2	٣٩٫٤١٦	٢٫٣٥	٤٢٫٤٣	٠٫٩٨	٥٦٫٥٨	١٫٨٩	٤٫٨٣	٠١	٥٫٤٠	٣٧٫٣٣
المعدل	٣٧٫٦٦	١٫٥٦	٤٢٫١٢	١٫٣٨	٥٥٫٢٨	١٫١٦	٤٫٨٩	٠٫١٩٢	٥٫٤	٣٧٫٤٤

الفصل السادس

تحليل النتائج ومناقشتها

٦ - ١ مقدمة :-

يتضمن هذا الفصل دراسة تأثير المتغيرات في سلوك نماذج العتبات الخرسانية وتصرفها ومناقشة نتائج التحمل الاقصى والهطول والتقوس والانفعالات ونسب التسليح .

٦ - ٢ تأثير المتغيرات في التحمل الاقصى والكفاءة :-

٦ - ٢ - ١ تأثير نسبة الحديد مسبق الاجهاد :-

تبين من النتائج العملية ان زيادة نسبة الحديد مسبق الاجهاد في مقاطع النماذج الخرسانية (كما في المجموعة أ) له تأثير كبير في زيادة التحمل الاقصى بسبب زيادة قوة الاجهاد المسلطة على المقطع الخرساني ، الامر الذي يؤدي تبعا لذلك الى تأخير حدوث التشقق الاولي الذي تتأثر به مقاومة النماذج القصوى .

ان المقاومة القصوى للنموذج A_1 المسلح تسليحا عاديا يساوي ٣٧ر٧٥ كيلونيوتن - متر ، بينما النموذج A_2 المجهد بنسبة اجهاد جزئية تقدر بـ (٠ر٥٧) بنسبة التسليح العادي نفسها كان تحمله الاقصى يساوي ٧٢ كيلونيوتن - متر اي بزيادة تقدر بـ ٩٠ ٪ عن النموذج A_1 .

وهذه النسبة تبدو اكثر وضوحا من مقاومة النموذج A_5 مع النموذج A_1 اذ بلغت نسبة الزيادة في التحمل الاقصى حوالي ٢٤٠ ٪ بزيادة نسبة الحديد مسبق الاجهاد من الصفر الى (٧ر٠٩٥ x ١٠-٣) مع بقاء نسبة التسليح العادي ثابته .

والشكل (١-٦) يبين العلاقة بين التحمل الاقصى ونسبة الجديد مسبق الاجهاد (f_p) لنماذج المجموعة أ .

وقد كانت النتائج العملية اكثر من النتائج النظرية اي ان الكفاءة التصميمية كانت اكثر من ١٠٠ ٪ كما في الجدول (١ - ٥) ومن خلال مقارنة نسب الكفاءة التي تساوي نسبة عزم الفشل الى عزم التصميم (الذي تم حسابه بموجب معادلات الكود الامريكي (٣٤)) - مع التغير في نسبة الحديد مسبق الاجهاد (ρ_p) فقد تبين ان لنسبة مساحة حديد تسليح الشد العادي نفسها والحفاظ على قوة اجهاد المقطع ثابتة لجميع النماذج فان الكفاءة بزيادة نسبة الحديد مسبق الاجهاد (ρ_p) تقل ولكنها تثبت عند مستوى معين كما في الشكل (٢ -٦) .

وبالمقابل فان الكفاءة تزداد بتقليل نسبة الحديد مسبق الاجهاد وتثبيت نسبة حديد الشد العادي (ρ_s) اي غندما تزداد قيمة الاخير على الاول بمقدار لايتجاوز الضعف .

ويمكن تفسير ذلك بان الزيادة في الكفاءة تعزى الى التصلب الانفعالي Strain hardening للحديد العادي .

اما بالنسبة لنماذج المجموعة الثالثة (ج) التي لها التحمل الاقصى نفسه فقد كانت قيم الكفاءة متساوية تقريبا .

٢ - ٢ - ٦ تأثير نسبة حديد الشد العادي :-

من خلال استعراض النتائج العملية المستحصلة من هذا البحث فقد تبين ان التحمل الاقصى للعتبات الخرسانية المسبقة الاجهاد تزداد بزيادة نسبة حديد تسليح الشد العادي اذ عند ظهور التشققات تنتقل الاجهادات الناتجة عن عزوم الاحمال الخارجية المسلطة من الخرسانة الى الحديد الامر الذي يؤدي بالتالي الى زيادة المقاومة القصوى .

فمن خلال مقارنة نماذج المجموعة الثانية (ب) فقد كانت نسبة زيادة التحمل الاقصى للنموذج B_2 على النموذج B_1 حوالي ٦٢٪ بزيادة نسبة التسليح العادي من الصفر الى ٤٫٥٣ x ١٠-٣ ونسبة زيادة تحمل النموذج B_4 على النموذج B_1 حوالي ١٠٠٪ اي بزيادة نسبة التسليح من الصفر الى ٧٫٥٥ x ١٠-٣ .

ولاعطاء صورة اوضح فقد تم تمثيل العلاقة بين التحمل الاقصى والزيادة في نسبة حديد تسليح الشد العادي ولقيمتين مختلفتين من ρ_p اي نسبة الحديد مسبق الاجهاد بطريقة عملية واخرى نظرية بموجب الكود الامريكي وكانت العلاقتان متماثلتين . كما في الشكل (٣-٦)

يمكن الاستفادة من هذا المنحني من الناحية التصميمية اذ يتم افتراض قيم لنسب نوعي التسليح بالاضافة الى ابعاد المقطع وتغيرهما للحصول على العزم المطلوب الذي يشكل عاملا مهما في تحديد ابعاد المقطع .

ويمكن ملاحظة تأثير الحديد العادي في الكفاءة من خلال الشكل (٤-٦) ولقيمتين من نسب تسليح الحديد مسبق الاجهاد .

وتبين ان الكفاءة التصميمية لنسبة الحديد مسبق الاجهاد تقدر بـ ٣٫٥٥ x ١٠-٣ متماثلة لجميع النماذج .

اما عندما تكون نسبة الحديد مسبق الاجهاد تساوي ١٫٧٧ x ١٠-٣ فان الكفاءة تقل بزيادة نسبة التسليح العادي عن تسليح الحديد مسبق الاجهاد بمقدار اكثر من الضعف .

ولبيان التأثير المشترك لنوعي التسليح في المقاومة القصوى للمقاطع الخرسانية فقد تم تمثيل العلاقة بين معامل التسليح ($\bar{W}$) الذي تم حسابه بموجب معادلات الكود الامريكي (٣٤) والمذكور في الفصل الثالث - الجدول (١ - ٣) والتحمل الاقصى للنماذج (العملي والنظري)،كما في الجدول (٣-٥) والشكل (٥-٦).

حيث تبين اقصى عزم انحناء يمكن ان تتحمله المقاطع يزداد بزيادة قيمة ($\bar{W}$) للعتبات المسبقة الاجهاد .

ألا ان النماذج المسبقة الاجهاد كليا تعطي قيم عزوم انحناء منخفضة ويمكن تفسير ذلك انه لقيم من معامل التسليح ($\bar{W}$) نفسها فان العتبات الحاوية على تسليح عادي لها تحمل اقصى اكثر .

ويمكن الاستفادة من العلاقة اعلاه بين العزم ومعامل التسليح للاغراض التصميمية .وعند حساب نسبة الاجهاد الجزئي (PPR) بموجب المعادلة (٢ - ٢) عن طريق ايجاد اقصى اجهاد عند فشل المقطع

بطريقة نظرية بموجب ملحقات المعادلة (٥-٣) كما في الجدول (٣-٥) ا

ودراسة علاقتها مع قيم التحمل الاقصى للنماذج العملية فقد تبين انه بزيادة (PPR) عن طريق زيادة نسبة مساحة الحديد مسبق الاجهاد تزداد المقاومة القصوى للمقاطع الخرسانية .

ومن هنا يمكن الاستنتاج بان زيادة نسبة مساحة الحديد مسبق الاجهاد مع تثبيت نسبة مساحة الحديد العادي تسبب انخفاض الاجهادات المتولدة في حديد مسبق الاجهاد عند فشل المقطع الخرساني .

اما اذا تم رفع نسبة الاجهاد الجزئي (PPR) عن طريق زيادة نسبة الحديد العادي فان ذلك يؤدي الى انخفاض التحمل الاقصى كما في الشكل (٦-٦)

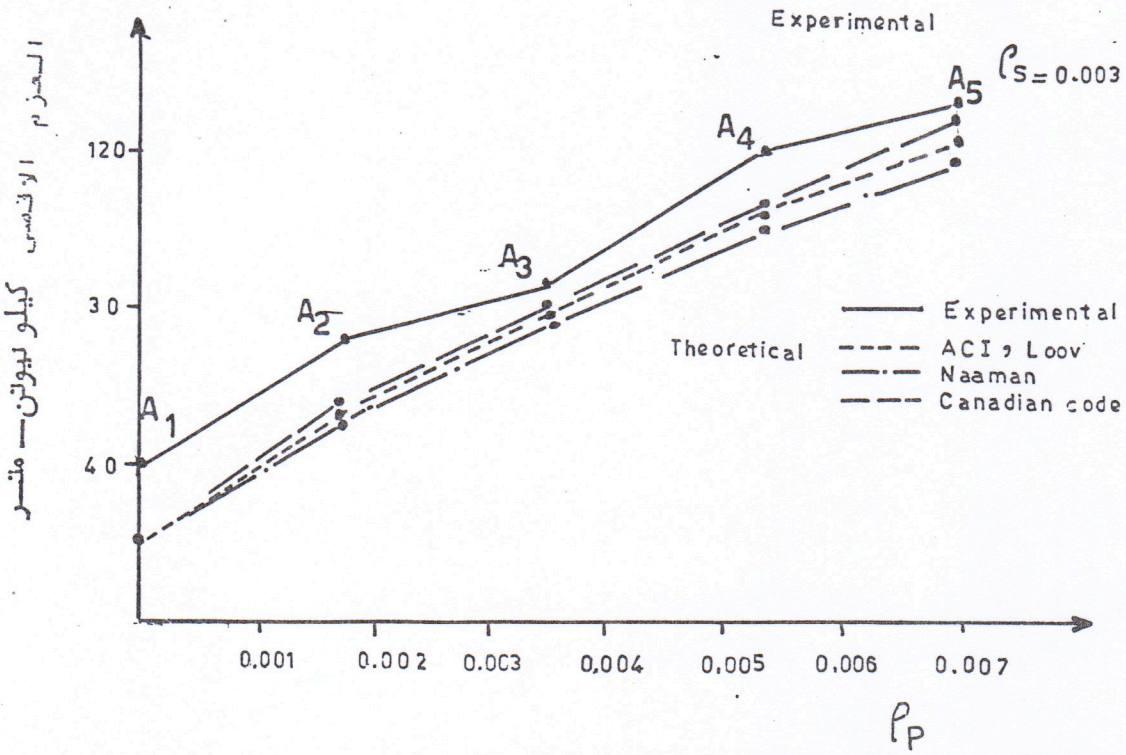
ويمكن تفسير ذلك عن طريق المعادلة (٢ - ٢) الخاصة بحساب قيمة (PPR) حيث ان بسط المعادلة سيبقى ثابتا نظرا لثبات مساحة الحديد مسبق الاجهاد ، اما القوة المتولدة في حديد الشد العادي فستزداد بزيادة نسبة مساحته وبما انها تشكل مقام المعادلة المذكورة فان نسبة الاجهاد الجزئي PPR تقل تباعا ولكن التحمل الاقصى يزداد نتيجة زيادة العزم الداخلي المقاوم .

٣ - ٦ تأثير المتغيرات في التشقق :-

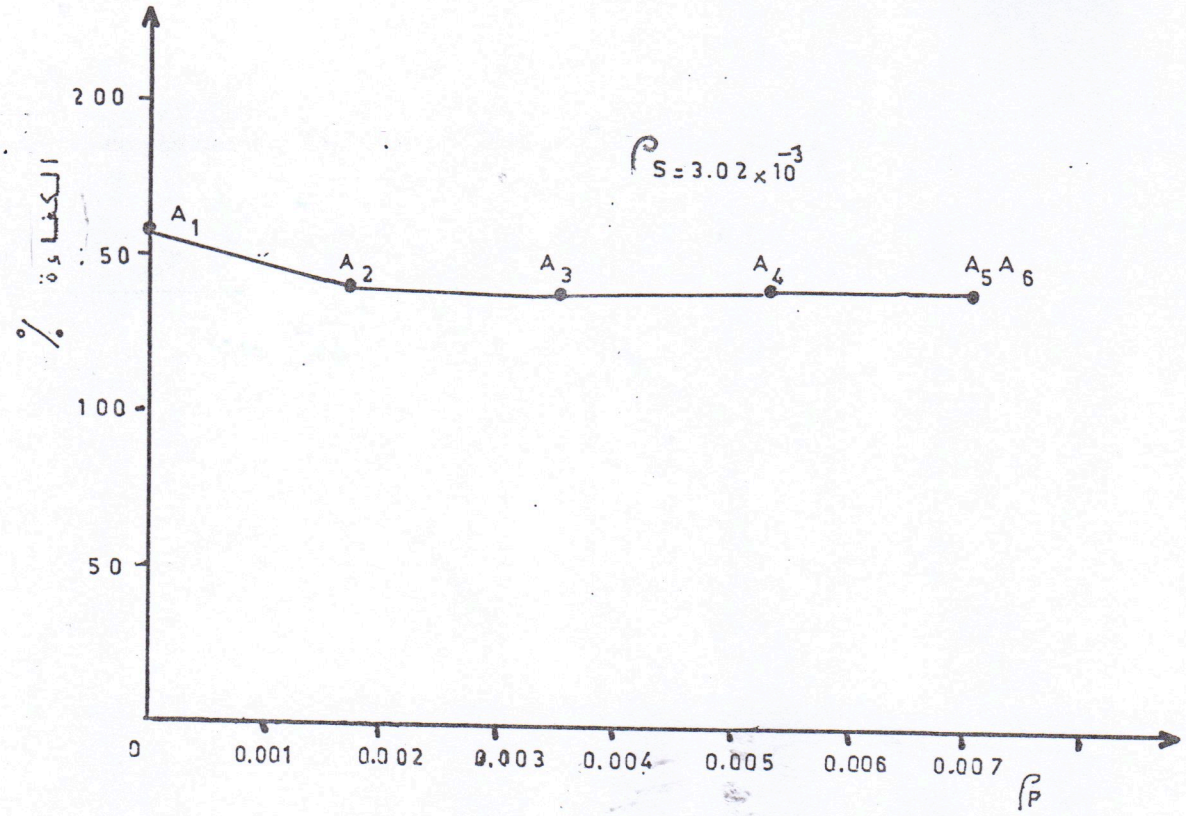
١ - ٣ - ٦ تأثير الحديد مسبق الاجهاد في التشقق :-

تم دراسة تأثير الحديد مسبق الاجهاد في التشقق من خلال المجموعة الرابعة (د) اذ لوحظ بان عزم التشقق الاولى يزداد بزيادة نسبة مساحة الحديد مسبق الاجهاد اي بزيادة قوة اجهاد المقطع الخرساني ، والسبب في ذلك هو انها تؤدي الى تقييد اجهادات الشد التي لها دور مؤثر في المقاومة القصوى للمقاطع الخرسانية .

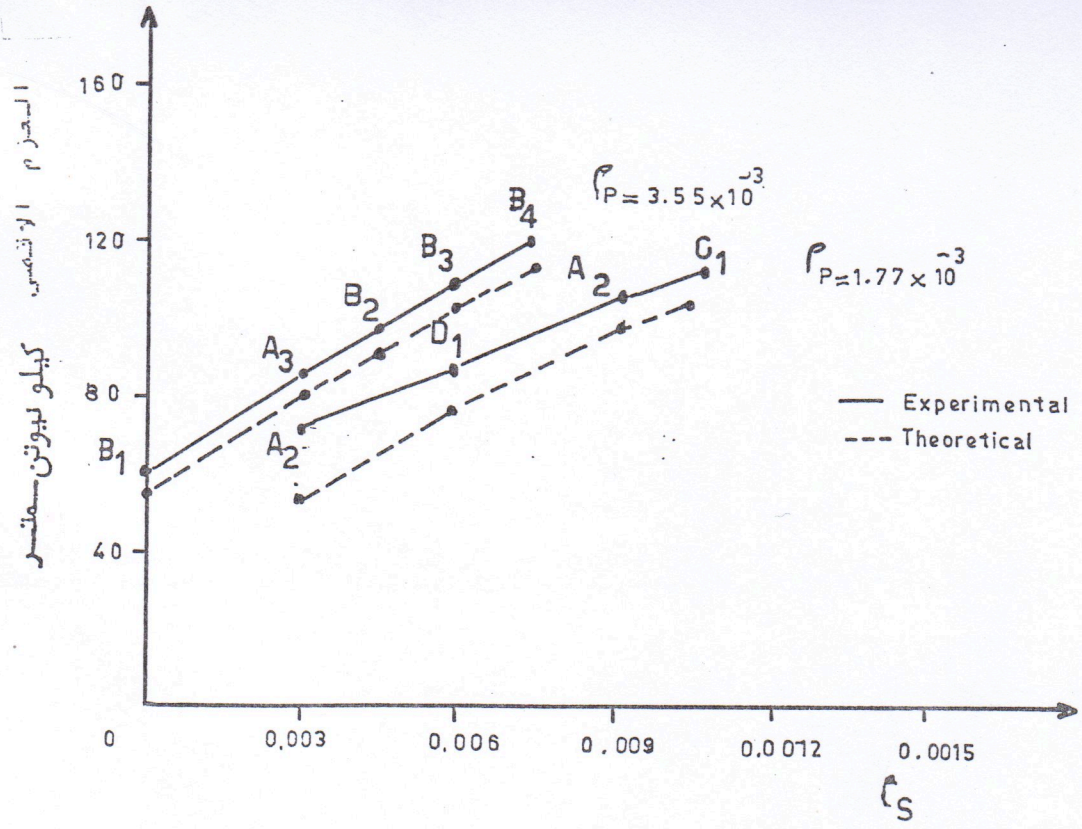
وقد كانت نسب عزم التشقق الاولى للنماذج A_4, A_3, A_2, A_1 الى عزم التشقق الاولى للنموذج (A_6) هي ٠ر٢٣٢ ، ٠ر٤٤٩ ، ٠ر٦٥٦ ، ٠ر٨ على التوالي .



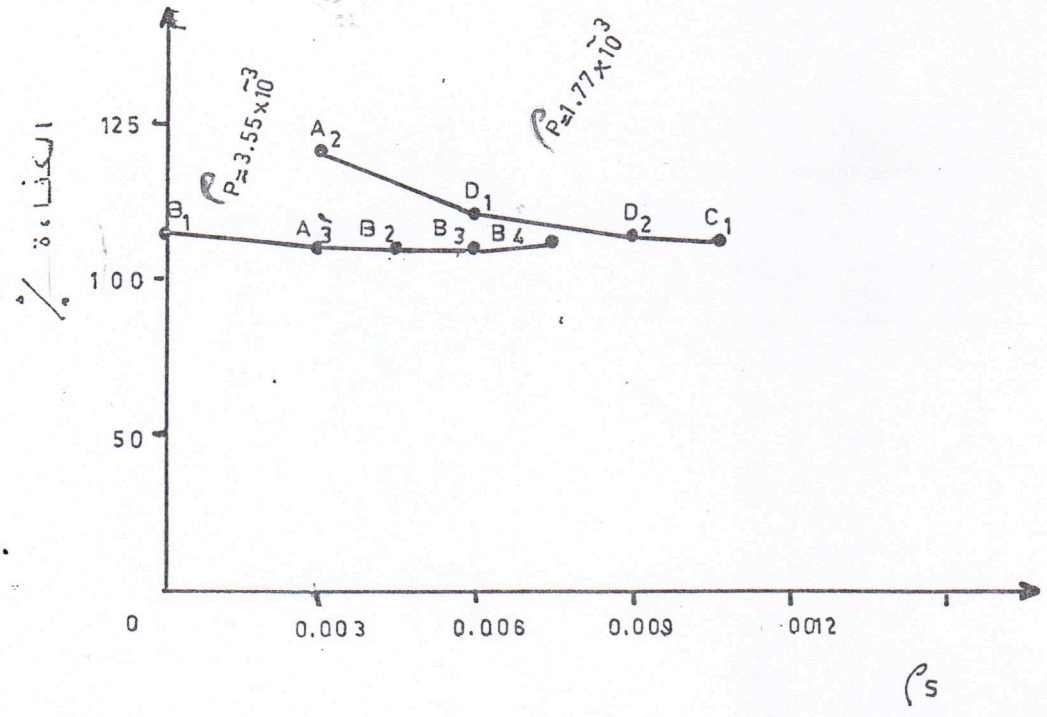
الشكل (١-٦) العلاقة بين العزم الاقصى ونسبة الحديد مسبق الاجهاد ρ_P لقيمة واحدة من نسبة الحديد العادي



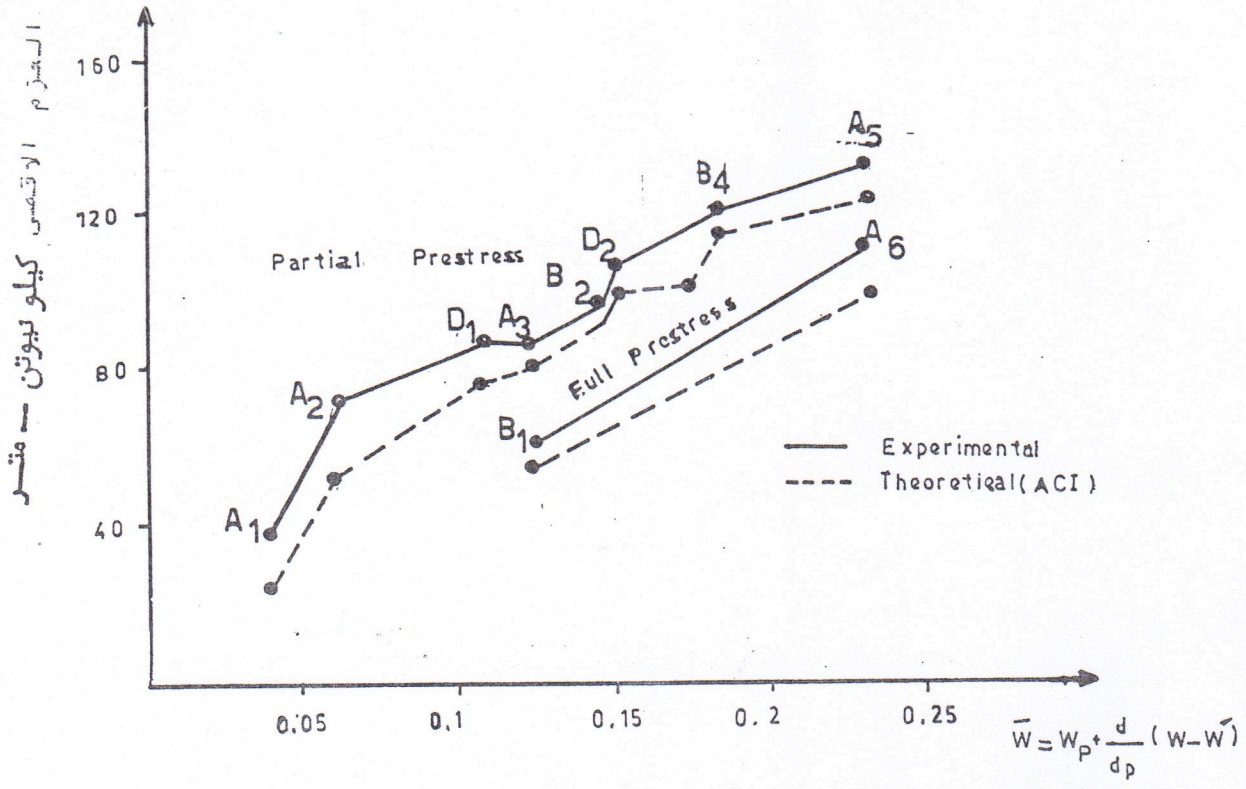
الشكل (٢-٦) العلاقة بين الكفاءة ونسبة الحديد مسبق



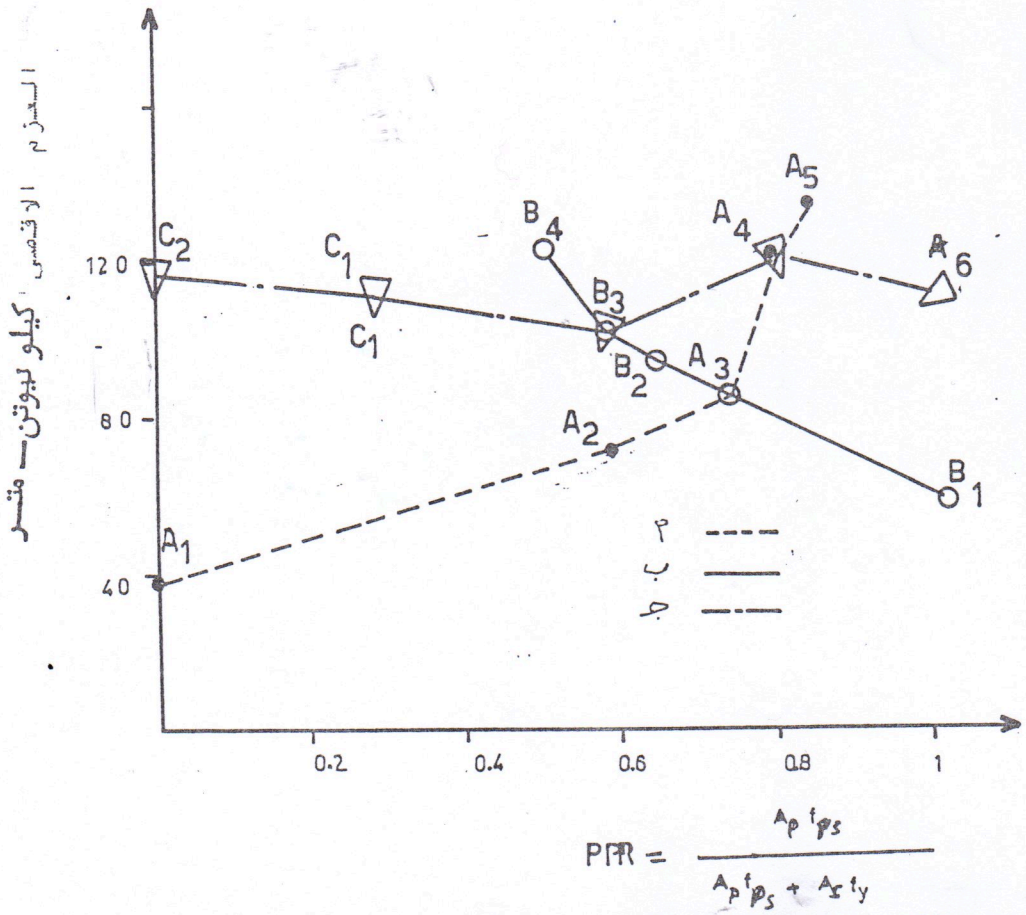
الشكل (٣-٦) العلاقة بين العزم الاقصى ونسبة الحديد العادي ρ_s



الشكل(٤-٦) العلاقة بين الكفاءة ونسبة الحديد العادي ρ_s



الشكل (٦-٥) العلاقة بين العزم الاقصى ومعامل التسليح الكلي $\bar{W}$



الشكل (٦-٦) العلاقة بين العزم الاقصى ونسبة الاجهاد الجزئي PPR

ومن مقارنة هذه النسب مع نسب قوة اجهاد مقاطع النماذج اعلاه يظهر ان الزيادة في عزم التشقق للنموذج A_2 عن النموذج A_1 تساوي ٢٥ ٪ تقريبا ويطبق الشيء نفسه على النماذج الاخرى ، وهي تساوي تقريبا الزيادة في قوة الاجهاد المسلطة على المقاطع بنسبة ٢٥ ٪ .

الا ان هذه النسب لم تنطبق على التحمل الاقصى .

وقد كانت النتائج العملية اكثر من النتائج النظرية ، كما في الجدول (١ - ٥)

ان شقوق الانثناء الاولية initial flexural cracks بدأت بالظهور بشكل عمودي في منطقة العزم الثابت وان اختلفت مواقعها باختلاف نماذج المجموعة ضمن المنطقة نفسها وذلك لطول المسافة الحرجة التي يمكن ان تتجاوز فيها اجهادات شد الخرسانة معامل التصدع .

لقد ظهرت ثلاثة شقوق في النموذج (A_6) المسبق الاجهاد كليا كانت جميعها في منطقة العزم الثابت بمسافات بينية تساوي العمق الكلي للنموذج تقريبا .

اما لنماذج العتبات (A_1 - A_5)فان عدد الشقوق في منطقة العزم الاقصى (الثابت) وفي المقاطع الاخرى قد زادت بتقليل نسبة مساحة الحديد مسبق الاجهاد اي تقليل قوة اجهاد المقطع وتقليل الفرق بين نسبة الحديد مسبق الاجهاد الى الحديد العادي باتجاه زيادة نسبة الاخير ، التي ادت كذلك الى تقليل عرض الشقوق ومسافاتها البينية ، كما في الجدول (١ - ٦)

٢ - ٣ - ٦ تأثير نسبة حديد تسليح الشد :-

يظهر تأثير نسبة حديد التسليح العادي بشكل اوضح من النتائج العملية للمجموعة الثانية (ب).

حيث ظهرت ثلاثة شقوق في منطقة العزم الثابت للنموذج (B_1) المجهد كليا وبمسافات بينية يساوي معدلها تقريبا العمق الكلي

جدول ١ - ٦ نتائج فحص التشقق

النموذج	عرض الشقوق عند الفشل	المسافات البينية للشقوق مم		العزم عند شق عرضه ٠٫٣ مم عملي	نسبة العزم عند شق عرضه ٠٫٣ مم الى التحمل الاقصى	العزم عند شق عرضه ٠٫٣ مم ACI-83	العزم عند شق عرضه ٠٫٣ مم CEB-FIP 72
		ادنى	اقصى				
A_1	٧٫٤٥	٢٠	٣٥	٢١٫٢١٥	٠٫٥٣	—	—
A_2	٥٫٣	١٢	٣٠	٣٧٫٧١٥	٠٫٥	٢٧٫٨٦	٣٣٫٦
A_3	٤٫٤	١١	٢٢	٥٢٫٧١٥	٠٫٥٩	٤٣٫٢٤	٥٠٫٧٣
A_4	٤٫٥	١٢٫٥	٣٠	٦٨٫١٨	٠٫٥٧	٥٨٫٩٢	٦٨٫١٣
A_5	٥٫—	١٢	٢١	١٠٠٫٩٣	٠٫٧٤	٧٤٫٣	٨٥٫٢٢
A_6	١٠٫٢	٣٠	٣٥	٩١٫٦٨	٠٫٧٥	—	—
B_1	٦٫٠	٢٨	٤٥	٤٥٫٢١٥	٠٫٧٣	—	—
B_2	١٫٥	١٠	٢٢	—	—	—	—
B_3	٣٫٠	٧	٢٠	٧٢٫٧٨	٠٫٦٥	٦٣٫٨٤	٦٦٫٦
B_4	٢٫٦	٧	١٦	٨٠٫٧١٥	٠٫٦٤٦	٧٥٫١٤	٧٤٫٥
C_1	١٫٩	٨	٢٠	٦٤٫٤٢	٠٫٥٥	٨٢٫٤٧	٧٤
C_2	٤٫٠	٥	٢٣	٤٠٫٤٣	٠٫٣٢	—	—
D_1	٣٫١٠	٦	١٥	٥٠٫٢١٥	٠٫٥٤	٤٦٫٨	٤٩٫١٦
D_2	٢٫٥٠	٨	١٩	٧٥٫٢٣	٠٫٦٧	٥٧٫١٤	٦٥٫٠

للنموذج ، وهذا يشبه الى حد كبير سلوك النموذج A6 .

ان اضافة حديد التسليح العادي له اي زيادة نسبته على نسبة الحديد مسبق الاجهاد (ρp) ادى الى زيادة عدد الشقوق وتقليل عرضها ومسافاتها البينية كما في الشكل (٢ - ٥) والجدول (١-٦)

ويظهر تأثيره ايضا من خلال مقارنة النماذج D2,D1,A2 التي تم تقليل قوة اجهاد مقاطعها مقارنة مع المجموعة (ب) والتي فيها نسبة الحديد العادي اكبر بكثير من نسبة الحديد مسبق الاجهاد ، حيث زادت بشكل ملحوظ عدد الشقوق وقل عرضها وعمقها .

وكما ذكر سابقا تكون جميع الشقوق عمودية في المراحل الاولية ولكن في النماذج التي تزيد فيها نسبة الحديد العادي الى حديد مسبق الاجهاد بشكل كبير تبدأ الشقوق المتكونة خارج منطقة العزم الثابت بالانحناء بزاوية باتجاه نقاط التحميل في المراحل المتأخرة من الفحص .

ان تأثير الحديد العادي في الشقوق يعود الى قوة الترابط (bond) بين الحديد والخرسانة المحيطة به تلعب دورا كبيرا في السيطرة على التشقق crack control .

وكذلك فان الحديد العادي له مساحة سطحية اكبر نتيجة للخروز الموجودة فيه وهذا يعني مساحة اكبر من الترابط بينه وبين الخرسانة .

كما ان وضع الحديد العادي اسفل الحديد مسبق الاجهاد اي اقرب الى اجهادات الشد يؤدي الى توزيع الشقوق بشكل افضل مع تقليل عرضها .

ان العتبات المسبقة الاجهاد كليا لاتظهر فيها الشقوق عند الظروف الخدمية كما تبين من النماذج B1,A6 حيث كانت نسبة عزم التشقق الاولي الى المقاومة القصوى تساوي تقريبا ٦٦ر٠ ، ٧٧٦ر٠ على التوالي .

في حين كل العتبات المماثلة للنموذج A6 من حيث التحمل الاقصى (C2,C1,B3,A4) انخفضت نسبة عزم التشقق الاولي الى المقاومة

القصوى بتقليل قوة اجهاد المقطع اي تقليل التقييد المفروض على الخرسانة ولكن زيادة نسبة التسليح العادي ادت الى زيادة عدد الشقوق وتناقص عرضها ومسافاتها البينية .

ولدراسة جانب من تصرف الخرسانة المسبقة الاجهاد جزئيا خلال تعرضها للاحمال الخدمية فقد تم اختيار نماذج المجموعة الرابعة (د) في الجدول (٢ -٤) وذلك بتحديد قيمة عليا لعرض الشقوق لاتزيد على ٣ر٠ ملم .

وقد اظهرت النتائج العملية اختلاف عزوم الانحناء المؤدية الى شق عرضه ٣ر٠ ملم باختلاف قوة الاجهاد المسلطة على المقطع الخرساني بالاضافة الى نسبة حديد التسليح العادي كما في الجدول (١ - ٦).

فعند تثبيت حديد تسليح الشد العادي مع زيادة قوة الاجهاد على المقطع ارتفع عزم الاحمال الخدمية المتسبب في تكوين شق عرضه ٣ر٠ ملم كما في النماذج A4,A3,A2 .

ولكن بزيادة نسبة حديد التسليح العادي مع تقليل نسبة الحديد مسبق الاجهاد اي تقليل قوة الاجهاد المسلطة على المقطع الخرساني كما في النموذج (D_1) مقارنة مع النماذج A4,A3 فقد انخفض العزم عند شق عرضه (٣ر٠) ملم ، ولكن تأخر وصول عرض الشق الى ٣ر٠ ملم على الرغم من ان عزم التشقق الاولي للنموذج D_1 كان اقل من عزم التشقق الاولي للنموذجين A3 , A4 .

ان زيادة نسبة حديد التسليح العادي بنسبة ١٠٠ ٪ ادت الى رفع قيمة عزم الانحناء اللازمة لشق عرضه ٣ر٠ ملم بنسبة ٣٣٪ التي ظهرت من خلال مقارنة النموذج D_1 مع النموذج A_2 لنفس قوة اجهاد المقطع الخرساني .

وبزيادة نسبة التسليح العادي بمقدار ٢٠٠ ٪ كما في D_2 مقارنة مع النموذج A_2 فان عزم الانحناء لشق عرضه ٣ر٠ ملم زاد بنسبة ١٠٠٪.

ومن مقارنة النماذج B_3 مع A_3 فقد تبين ان زيادة التسليح العادي بنسبة ١٠٠ ٪ تؤدي الى زيادة العزم المذكور بنسبة ٣٨ ٪ .

وبزيادة الحديد العادي بنسبة ٢٥٧٪ ارتفع العزم المذكور بنسبة ٧٠٪.

وهذا يعزى بشكل رئيسي الى تحمل حديد التسليح العادي لاجهادات الشد .

ان هذه الخاصية مفيدة جدا في حماية الحديد مسبق الاجهاد من الصدأ والتآكل وتقليل الفواقد .

وعند تحديد عرض الشقوق المسموح بها لمقاومة الظروف الخارجية وفي هذه الحالة يمكن تخمين النسبة الملائمة لحديد تسليح الشد العادي لضمان ملاحية المنشأ للتصرف في ظروف الاحمال الخدمية .

وقد كان النتائج العملية اكثر من النظرية ماعدا نتائج النموذج C_2 حيث كانت اقل كما في الجدول (١ -٦) .

وقد تكون الاختلافات الناتجة بين القيم العملية والنظرية بسبب اهمال قيم الاجهادات المعتمدة على الزمن في الحديد العادي .

ومن خلال الشكلين (١٥ - ٥) ، (١٦ - ٥) يلاحظ بان انفعال الحديد العادي وعلاقته مع الاحمال المسلطة يمر بثلاث مراحل :- الاولى قبل التشقق والثانية بعد التشقق والثالثة عندما يصل الحديد مرحلة الخضوع ويدخل في الحالة اللدنة للنموذجين (A4,A3).

وقد كانت قيم الاحمال التي ادت الى خضوع حديد التسليح العادي عند انفعال قدره ٠٫٠٠٢٦ يساوي ١٢٤ ، ٥ر١٩٩ كيلونيوتن للنموذجين A4,A3 على التوالي .

٤ - ٦ تأثير المتغيرات في انفعالات الخرسانية :-

وقد بينت نتائج قراءات الانفعال بان زيادة نسبة الحديد مسبق الاجهاد في المقطع الخرساني وبالتالي زيادة قوة اجهاد المقطع تؤدي الى زيادة انفعالات الشد المتولدة في الشرائح العليا من النموذج وبالمقابل الى زيادة انفعالات الانضغاط في الشرائح السفلى من النموذج كما في الشكل (٣ - ٥) للنماذج من A2 - A6 .

اما بالنسبة للاختلاف الحاصل في انفعالات النموذجين (A6,A5)

فقد كان ناتجا من تأثير حديد التسليح العادي في النموذج (A_5) في تقليل انفعالات الضغط في الشرائح السفلى من النموذج علاوة على تقليل اجهادات الشد في الشرائح العليا من المقطع .

وبالنسبة لنماذج المجموعة الثانية (ب) فان الزيادة في نسبة حديد التسليح العادي في منطقة الشد للمقطع الخرساني ادت الى تقليل اجهادات الضغط ، الا انها ادت في النموذج (B_4) تغير اجهادات الشد في الشرائح العليا الى اجهادات انضغاط مع زيادة اجهادات الانضغاط في الشرائح السفلى .

اما نماذج العتبات (D_2, D_1, C_1) فلم يحدث فيها تغير يذكر مقارنة مع النموذج (A_2) .

وفي اثناء مرحلة التحميل كانت الانفعالات المتولدة هي انفعالات شد في الاسفل وانضغاط في الاعلى .

وتبين انه زيادة نسبة الحديد مسبق الاجهاد تسبب تناقص قيم الانفعالات المتولدة على طول المقطع كما في الشكل (١٠-٥) لنماذج المجموعة (أ) وتبعا لذلك يزداد عمق محور التعادل مقاسا من الشريحة العليا كما ان انفعالات النموذج (A_5) كانت اقل من تلك للنموذج A_6 بسبب وجود الحديد العادي . وكان هذا التأثير واضحا في نماذج المجموعة الثانية (ب) ماعدا بعض الحالات التي لم تعط نتائج صحيحة بسبب تكون الشقوق حول مواقع قراءات الانفعال الامر الذي ادى الى نتائج خاطئة .

٥ - ٦ تأثير المتغيرات في الهطول :-

يلاحظ من الشكل (١٧-٥) ، لنماذج المجموعة الاولى (أ) ان العلاقة بين الهطول والاحمال تكون على مرحلتين الاولى قبل التشقق وتكون بشكل خط مستقيم لتصرف الخرسانة في المجال المرن ، والثانية بعد التشقق بشكل منحني لتصرف الخرسانة في المجال اللدن .

ويتبين من الشكل (٧-٦) ان قيم هطول النماذج المتفاوتة

بدرجة اجهادها تنحصر بين قيم هطول النموذج المسلح تسليحا عاديا والمتمثل بالعتبة A_1 ونسبة اجهاد جزئية (PPR) تساوي صفرا وقيم هطول العتبة A_6 المسبقة الاجهاد كليا اي انها ذات نسبة اجهاد جزئية تساوي ١ .

وبزيادة قوة الاجهاد المسلطة على المقطع فان ميل الخط المستقيم الذي يمثل المجال المرن يقل وبذلك يكون المقطع الخرساني اقوى واكثر جساءة ، وكذلك الجزء الاخر الذي يكون بشكل منحني تتناقص درجة ميلانه .

اي ان الهطول يزداد بتقليل نسبة مساحة الحديد مسبق الاجهاد كما في الشكل (٢٠-٥) ، الذي يوضح الهطول على طول النماذج لمستويات عزوم مختلفة .

ويظهر ذلك من خلال مقارنة النموذجين A_5 , A_6 حيث ادت اضافة حديد التسليح العادي الى النموذج A_5 الى تقليل نسبة اجهاده الجزئي وهطوله مع زيادة التحمل .

وفي حالة زيادة نسبة الحديد العادي كما في نماذج المجموعة (ب) فان منحني العلاقة بين الاحمال والهطول يكون بشكل ثلاث مراحل الاول بشكل خط مستقيم قبل التشقق والثانية بعد التشقق وتكون بشكل خط مستقيم ولكن في الحالة المرنة والثالثة تكون بشكل منحني اي في الحالة اللدنة .

ان المرحلة الثانية تكون بشكل خط مستقيم تبين ان حديد التسليح العادي مازال في الحالة المرنة ، وعند وصوله الى اجهاد الخضوع ينتقل الى المرحلة الثالثة . كما في الاشكال (١٨-٥) (٨-٦) .

ويتزايد وضوح المراحل الثلاث مع الزيادة في نسبة الحديد العادي كما في الشكلين (١٩-٥) ، (١٠-٦)

الذي يؤدي ايضا الى زيادة عمق محور التعادل مما يؤدي الى تقليل الهطول في اثناء مراحل التحميل .

اما بالنسبة لنماذج العتبات التي لها التحمل الاقصى نفسه تقريبا وتمثل المجموعة (ج) في الجدول (٢ - ٤) فان منحنيات الاحمال والهطول للنماذج المسبقة الاجهاد جزئيا كانت ضمن المدى المحصور بالعتبة C_2 المسلحة تسليحا عاديا والعتبة A_6 المسبقة الاجهاد كليا كما في الشكل (٩ - ٦) وحسب قيم نسب الاجهاد الجزئي.

وهذه احدى ميزات الاجهاد الجزئي والتي تبين انه باختيار قوة الاجهاد الملائمة للمقطع الخرساني يمكن الحصول على اي قيمة مطلوبة للهطول محصورة ومحددة بقيم الهطول للعتبات المسلحة عاديا وتلك المجهدة كليا .

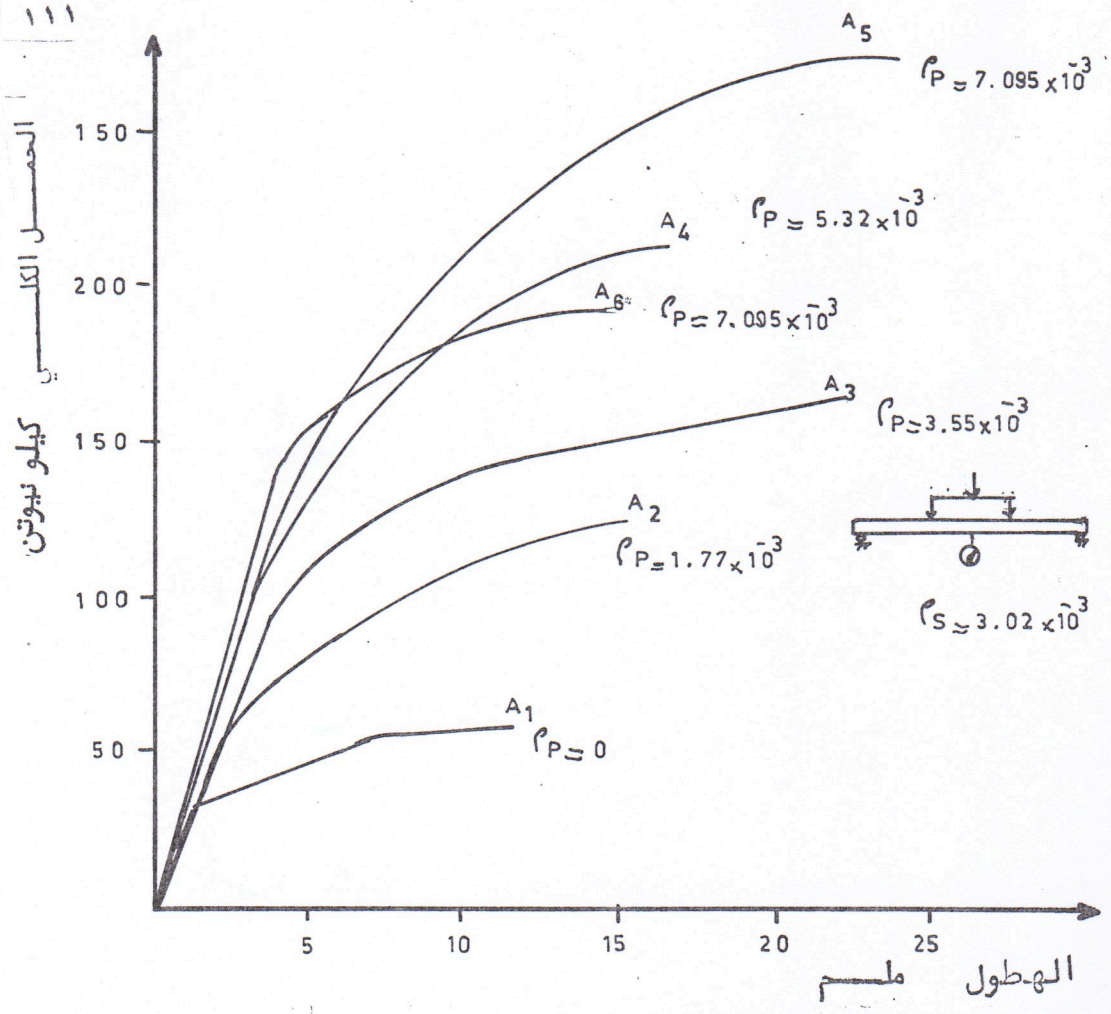
ولو تم حساب قيمة معامل التسليح ($\bar{W}$) بموجب متطلبات الكود الامريكي (٣٤) اي بموجب الجدول (١ - ٣) فانه يمكن الاستنتاج بان الهطول يقل بازدياد قيمة معامل التسليح .

٦ - ٦ تأثير المتغيرات في التقوس :-

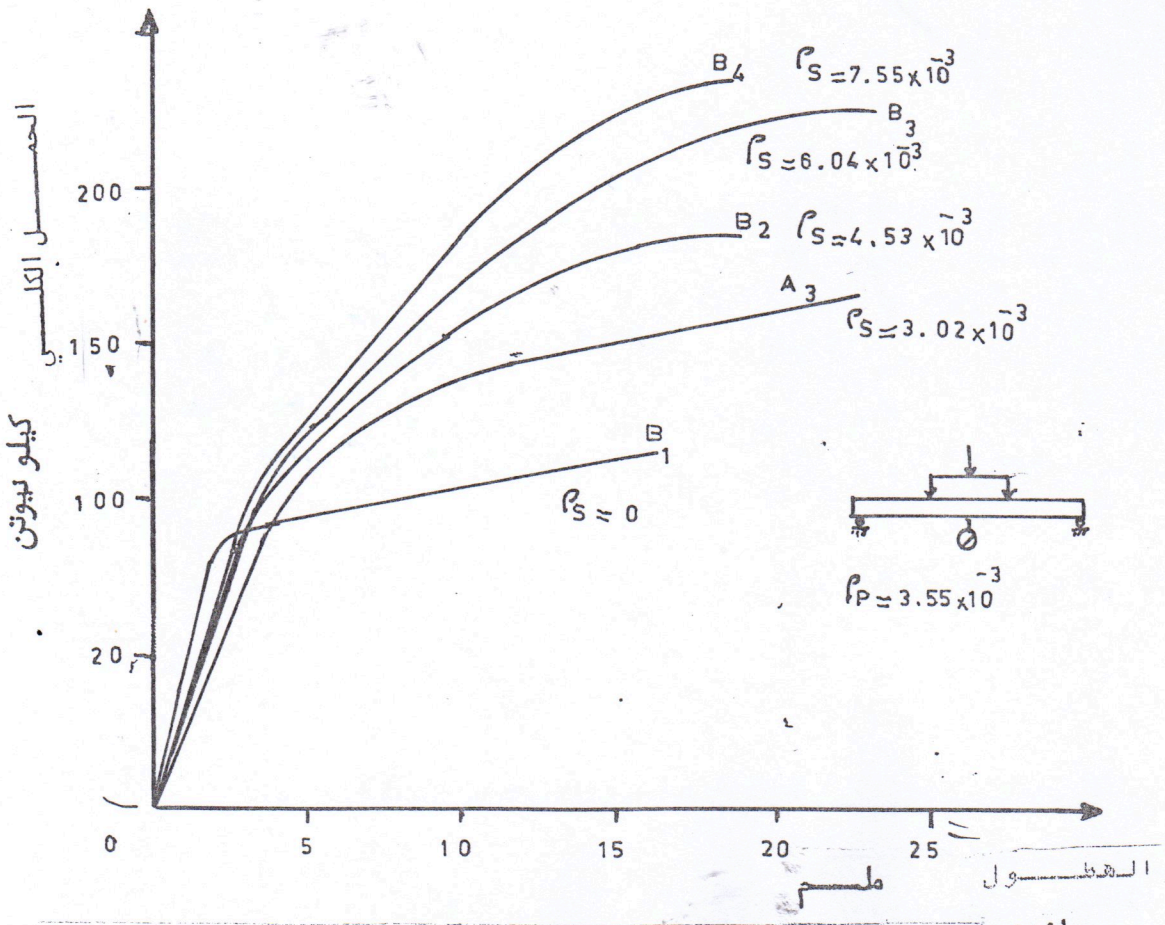
يلاحظ من الشكل (٣-٥) تأثير الحديد مسبق الاجهاد لنسب مختلفة من (ρ_p) تتراوح من صفر الى ٧٫٠٩ x ١٠-٣ ولنسبة ثابتة من حديد الشد العادي ρ_s تساوي ٣٫٠٢ x ١٠-٣ والتي تبين بان زيادة قوة اجهاد المقطع الخرساني الناتجة عن زيادة نسبة مساحة الحديد مسبق الاجهاد والتي ترفع من قيمة نسبة الاجهاد الجزئي (PPR) لها تأثير كبير على مطيلية المقاطع الخرسانية ، حيث ان التشوهات الناتجة عن عزوم الانحناء تتناقص اي ان لها تأثير سلبي على التشوهات .

وكذلك تؤدي الى زيادة جساءة الانثناء flexural rigidity والذي هو ميل منحني العزم مع التقوس قبل التشقق اما بعد التشقق وبعد خضوع الحديد العادي تزداد التشوهات عند تغيرات قليلة في عزوم الانحناء .

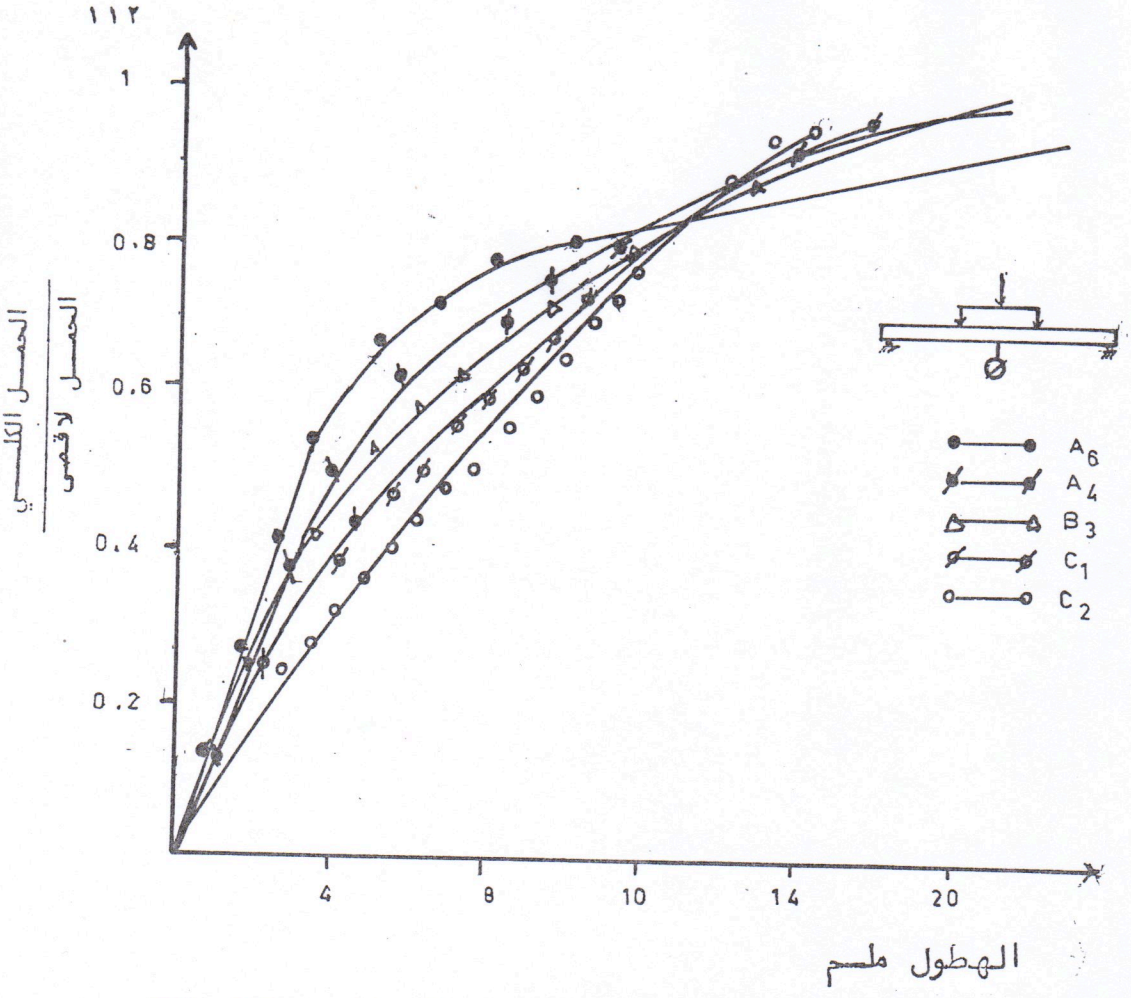
اما في حالة عدم تغيير قوة الاجهاد المسلطة على المقطع



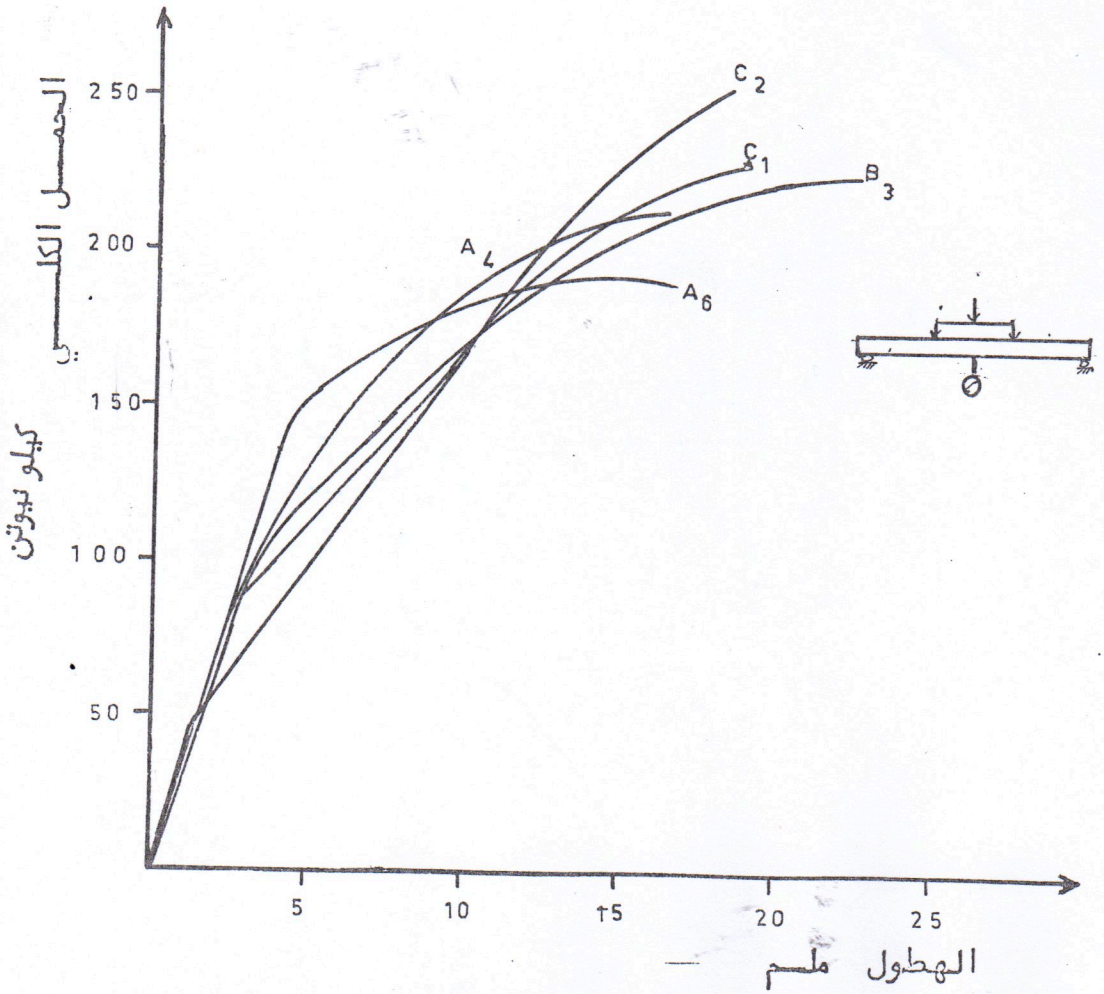
الشكل (٧-٦) مقارنة هطول مراكز نماذج المجموعة (أ)



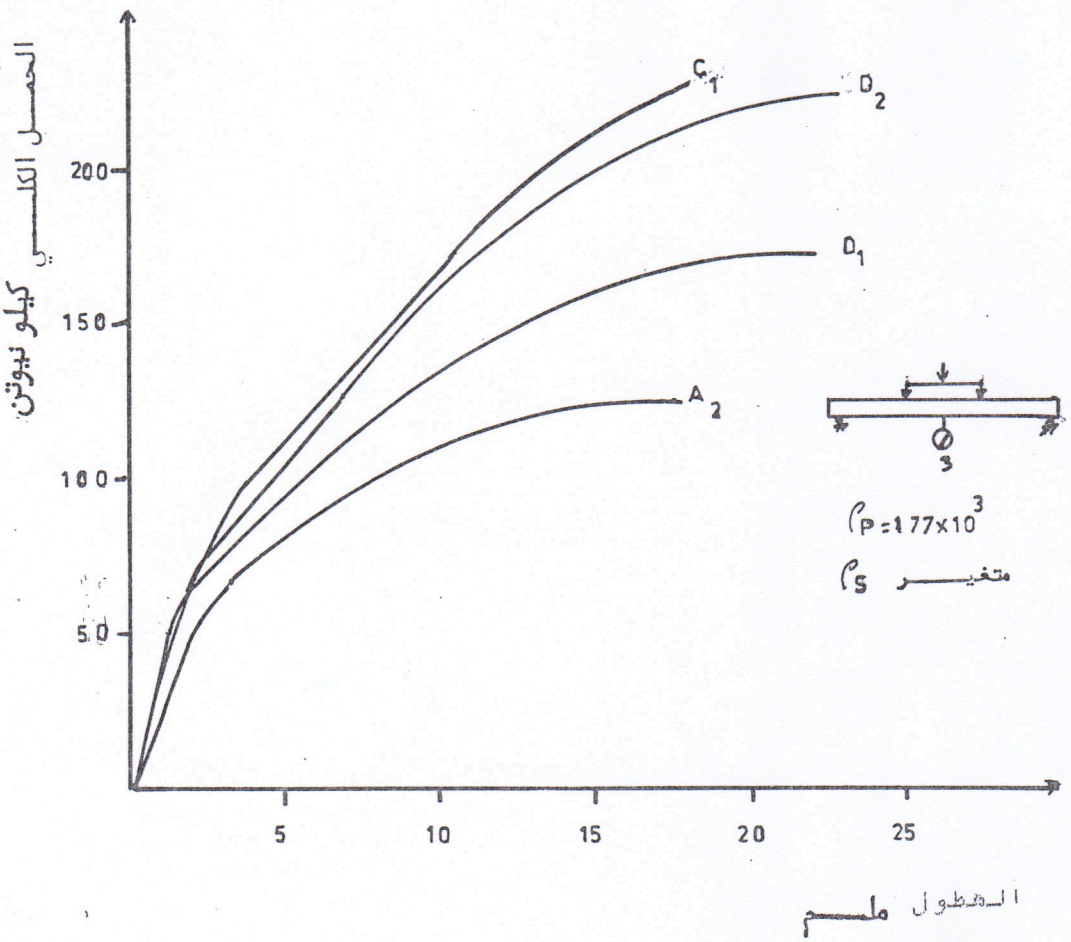
الشكل (٧-٦) مقارنة هطول مراكز نماذج المجموعة (ب)



الشكل (٩-٦ج) مقارنة هطول مراكز نماذج المجموعة (ج)



الشكل(٩-٦ب) مقارنة هطول مراكز نماذج المجموعة ج



الشكل (١٠-٦) مقارنة هطول مراكز النماذج D_2, D_1, C_1, A_2

الخرساني كما في المجموعة (ب) فان زيادة نسبة حديد التسليح العادي تؤدي الى تقليل التشوهات والمطيلية .

وعند مقارنة نماذج العتبات المتماثلة تقريبا في تحملها الاقصى فان التشوهات بزيادة العزم في المراحل الاولية تكاد تكون متشابهة لجميع النماذج اي ان لها جساءة متساوية ، ومع زيادة عزم الانحناى يزداد التشوه وطيلية النماذج المجهدة بدرجة اقل وحاوية على نسبة تسليح عادي اكبر .

٧ - ٦ مقارنة النتائج العملية مع النتائج النظرية :-

تبين من مقارنة نتائج التحمل الاقصى الفعلية للبحث الحالي مع نتائج المعادلات النظرية التي اقترحها باحثون سابقون والتي وردت في الجدول (١ - ٥) بان المعادلات النظرية التقريبية تعطي نتائج متقاربة مع بعضها وكانت جميعها اقل من النتائج العملية .

وباضافة نتائج البحث الحالي الى نتائج بحثين عمليين اخرين (٢٢،١٠) لعتبات مسبقة الشد Prestensioned تبين بان المعادلات التي اقترحها الباحث نعمان (٩) هي اكثر الطرق ملائمة اذ ان معدل نسبة نتائجها العملية الى النظرية تساوي ١ر١٦ بانحراف معياري مساوٍ الى ٠ر١٢٤ كما مبين في الجدول (٦-٢)

ومن تمثيل العلاقة بين عزم الفشل وبين عزم التصميم المحسوب بطريقة الكود الامريكي (٣٤) [المعادلة ٥-٣] كما في الشكل (٦-١١) تبين بأن معامل الارتباط البسيط

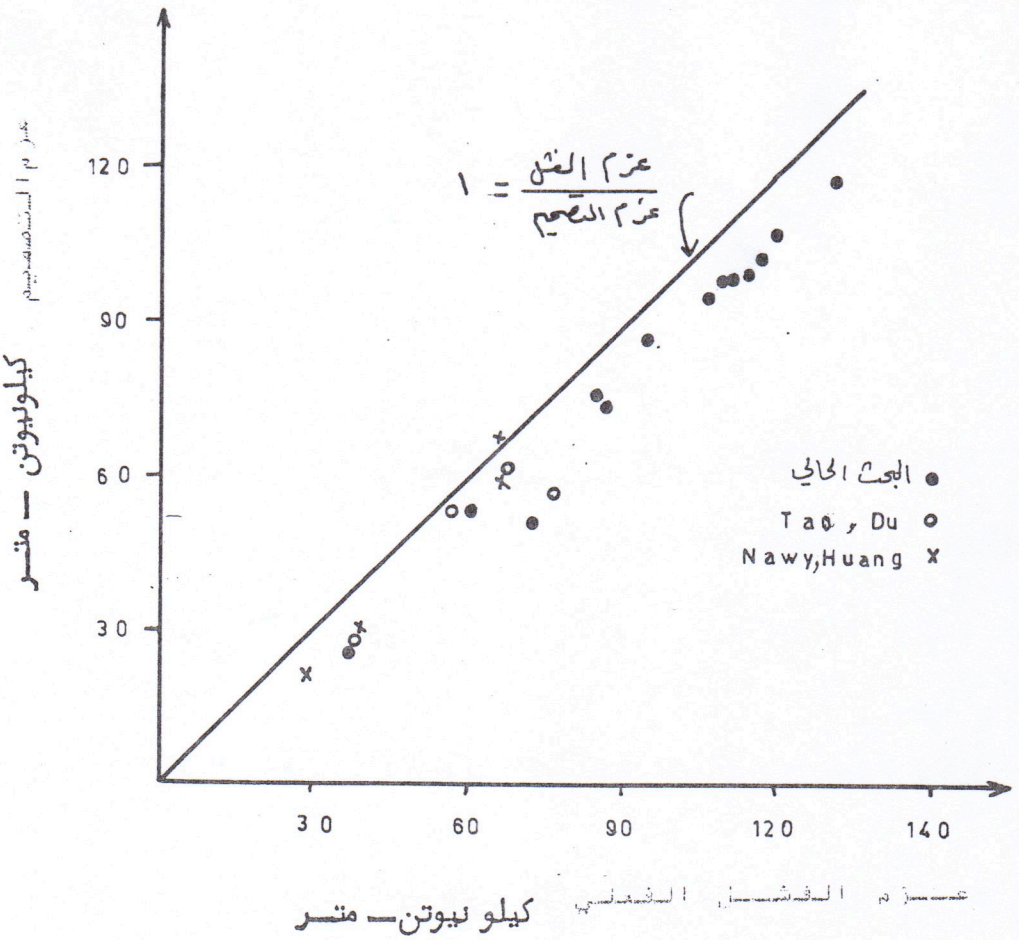
Simple Correlation Ceofficient(r)

يساوي ٠ر٩٨ بموجب المعادلة (٦-١) التي هي:

$$r = \frac{N\sum xY - \sum x \sum Y}{\sqrt{[N\sum x^2 - (\sum x)^2][N\sum Y^2 - (\sum Y)^2]}} \qquad (٦-١)$$

الجدول ٦ – ٦ مقارنة النتائج العملية للبحث الحالي وبحوث اخرى مع نتائج الطرق النظرية

الباحث	النموذج	عزم الفشل كيلو نيوتن-متر	عزم التصميم ACI-83 ٣٤	عزم الفشل عزم التصميم	عزم التصميم Naaman (٩)	عزم الفشل عزم التصميم	عزم التصميم LOOV ٢٢	عزم الفشل عزم التصميم	عزم التصميم الكودي ٣٦	عزم الفشل عزم التصميم
البحث الحالي	A1	٣٧٫٨٥	٢٥ر١٥	صـ١	٢٥ر١٥	صـ١	٢٥ر١٥	صـ١	٢٥ر١٥	صـ١
	A2	٧٣	٥١ر١٦٨	١ر٤٠٧	٥١ر٦٧	١ر٣٩	٥٢ر١٦	١ر٣٨	٥١ر٢٧	١ر٤
	A3	٨٥ر٠	٧٦ر٠	١ر١٢	٧٥٫٨	١ر١٢	٧٧ر٦	١ر٠٩	٧٧ر٤٦	١ر١
	A4	١١٤ر٠٢	٩٩ر٦٥	١ر١٤	٩٨٫٨٥	١ر١٥	١٠١ر٦	١ر١٢	١٠٢ر٠٢	١ر١١
	A5	١٣١ر١	١١٨ر١٧	١ر١١	١١٨ر٠	١ر١١	١٢١ر٠٧	١ر٠٨	١٢٢ر٨	١ر٠٧
	A6	١٠٩صـ	٩٨٫٧٠٥	١ر١١	٩٨٫٢	١ر١١	١٠٢ر١٦	١ر٠٧	١٠٣ر٣٣	١ر٠٨
	B1	٦٠٫٢	٥٣ر٦٣	١ر١٢	٥٤٫٣	١ر١١	٥٥صـ٥٥	١ر٠٨	٥٥ر٨١	١ر٠٨
	B2	٩٥ر٠	٨٧ر٠١	١ر١	٨٦صـ٥٦	١ر٠٩	٨٨ر١١٦	١ر٠٨	٨٨٫٤	١ر٠٧
	B3	١٠٧ر٠	٩٧ر٠	١ر١	٩٦ر٦٣	١ر١١	٩٦ر٩٤	١ر١	٩٨ر٥٦	١ر٠٨
	B4	١١٩ر٠	١٠٧ر٢٤	١ر١١	١٠٧ر٠١	١ر١١	١٠٨٫٧	١ر٠٩	١٠٩ر٣٢	١ر٠٩
	C1	١١١ر٢١٥	٩٩٫٨٦	١ر١١	١٠٠ر٦٨	١ر١٠	١٠٠٫٧	١ر١	١٠٠ر٨٤	١ر١
	C2	١١٦ر٠	١٠٣ر١٤	١ر١٢	١٠٣ر١٤	١ر١٢	١٠٣ر١٤	١ر١٢	١٠٣ر١٤	١ر١٢
	D1	٨٦ر٠	٧٣ر٦	١ر١٧	٧٣٫٨٤	١ر١٦	٧٤٫٤	١ر١٥	٧٤صـ٥٦	١ر١٥
	D2	١٠٦ر٠٥	٩٥ر٣	١ر١١	٩٥ر٢٧	١ر١١	٩٥٫٩	١ر١	٩٦٫٤	١ر١
المعدل				١ر١٦٩		١ر١٦٣		١ر١٤٧		١ر١٤٦
الانحراف المعياري				٠١٢٤		٠١٢٢ر		٠١٢٧ر		٠١٣١٨ر
Tao and Du (٣٠)	D0	٥٧صـ	٥٣ر٦٨	١ر٠٧	٥٣ر٦٨	١ر٠٧	٥٣ر٦٨	١ر٠٧	٥٣ر٦٨	١ر٠٧
	D1	٣٩ر١	٢٨صـ	١ر٣٧	٢٩ر١	١ر٣٤	٢٨٫٧	١ر٣٦	٢٨ر١٧	١ر٣٩
	D3	٦٧ر١	٦١٫٤	١ر٠٩	٦٤٫٨	١ر٠٣٥	٦٢٫٨٧	١ر٠٦٨	٥٨٫٢٨	١ر١٥
	D10	٧٦٫٢	٥٦ر٦٢	١ر٣٤	٥٩٫٨٧	١ر٣٧	٥٧ر٦٤	١ر٣٣	٥٢ر١	١ر٤٦
المعدل				١ر٢١٧		١ر١٧٨		١ر٢٠٤		١ر٢٦٧
الانحراف المعياري				٠١٥٩ر		٠١٤٩ر		٠١٥٧ر		٠١٨٦ر
Nawy and Huang (٣٧)	B1	٢٩ر١٨٧	٢٢ر١٧٥	١ر٣١	٢٢ر٣٣	١ر٣	٢٢ر٢٨	١ر٣	٢٢ر٠٨	١ر٣
	B3	٣٨٫٩	٣١ر١٨٨	١ر٢٥	٣٢٫٨٩	١ر٢	٣٣٫٩٦	١ر١٤	٣٢٫٤٤	١ر٢
	B13	٦٦٫٤٤	٦٢ر٣١	١ر٠٧	٦٢٫٨٤	١ر٠٦	٦٢٫٤	١ر٠٦	٦٢ر٠٣	١ر٠٧
	B18	٦٦٫٩١٨	٦٨٫٩٣	٠٫٩٧	٦٨٫٤	٠٫٩٨	٦٨ر٠٤	٠٫٩٨	٦٧٫٩٧	٠٫٩٨
المعدل				١ر١٥		١ر١٣٥		١ر١٥٢		١ر١٣٧
الانحراف المعياري				٠١٥٧ر		٠١٤٢ر		٠١٣ر		٠١٤١ر
المعدل الكلي للنماذج				١ر١٧٣		١ر١٦		١ر١٥		١ر١٦٦
الانحراف المعياري				٠١٣١ر		٠١٢٤ر		٠١٣١ر		٠١٤٤ر
معامل التغير ك %				١١ر١٨		١٠ر٦٩		١١ر٢٩		١٢ر٣٥



الشكل (١١-٦) العلاقة بين عزم الفشل الفعلي وعزم التصميم

وتم ايضاً تقدير حدود المطيلية لنماذج العتبات باستخدام العلاقات التي اقترحها باحثون سابقون كما في الجدول (١-٣)، واجريت المقارنة بينها على اساس احتساب نسبة حد المطيلية الى الحد الاقصى المسموح به حسب كل طريقة [الجدول (٣-٦] وذلك بموجب مايلي:

١. مقترح الباحثون Skogman et al (١٣) لحساب حد المطيلية وايجاد نسبته من الحد الاقصى الذي هو ϵ_{cu} 120 والذي يساوي ٠ر٣٦ بافتراض ϵ_{cu} يساوي ٠ر٠٠٣.

٢. مقترح دليل تفسير الكود الامريكي (٣٧) الذي قيمته القصوى = β_1 × ٠ر٣٦

٣. مقترح الباحث نعمان (١٧) الذي قيمته القصوى = ٠ر٤٢٥ .

٤. مقترح الكود الكندي (٣٦) الذي قيمته القصوى = ٠ر٥

٥. مقترح الكود الامريكي (٣٤) الذي قيمته القصوى = ٣/٧ × β_1

وتبين بان الطريقة الواردة في دليل تفسير الكود الامريكي (٣٧) هي الاكثر اماناً "Most Conservative" اذ كانت نسبته من الحد الاقصى = ٤ر٦٧٪ .وطريقة الكود الامريكي هي افضل الطرق من خلال مقارنة قيم الانحراف المعياري لنتائجها ، اذ كانت نسبته من الحد الاقصى = ٨٧ر٦١٪.

اما الطريقة التي اقترحها الباحثون Skogman et. al (١٣) فهي اقل الطرق تعقيداً وتضم اهم عاملين لتقدير المطيلية وقد كانت نسبته من الحد الاقصى = ٣ر٥٦٪.

جدول *(٣-٦) حدود التسليح لمتطلبات المطيلية

بموجب الطرق النظرية

النموذج	Skogrman et.al		ACI.318 commentary		Naaman		Canadian code		ACI-code 83	
	حد المطيلية	النسبة من الحد الأقصى	حد المطيلية	النسبة من الحد الأقصى	حد المطيلية	النسبة من الحد الأقصى	حد المطيلية	النسبة من الحد الأقصى	حد المطيلية	النسبة من الحد الأقصى
A_1	—	—	—	—	—	—	—	—		
A_2	٠ر٠٨٦	٩ر٢٣	٠ر٠٧٦	٨ر٢٨	٠ر١١	٩ر٢٥	٠ر٠٨٦	٢ر١٧	٠ر٠٩٧	٨ر٣٥
A_3	—	—	—	—	—	—	—	—		
A_4	٠ر٢١٤	٤ر٥٩	٠ر١٨	٤ر٦٩	٠ر٢٨	٩ر٦٥	٠ر٢١٤	٨ر٤٢	٠ر١٨١	٩ر٦٩
A_5	٠ر٣	٣ر٨٣	٠ر٢٩٨	٧ر٩٧	٠ر٤	٩٥	٠ر٣	٦٠	٠ر٢٣٧	٨ر٧٧
A_6	٠ر٢٥	٤ر٦٩	٠ر٢٣	٦ر٨٤	٠ر٣٥٦	٧٦ر٨٣	٠ر٢٥	٥٠	٠ر٢٣٥	١ر٨٦
B_1	٠ر٠٧	٤ر١٩	٠ر٠٦٤	٣ر٢٣	٠ر٠٩٨	١ر٢٣	٠ر٠٧	١٤	٠ر١٢٦	٩ر٤٥
B_2	٠ر٢	٥٥ر٥٥	٠ر١٧٦	٢ر٦٥	٠ر٢٦	٢ر٦١	٠ر٢	٤٠	٠ر١٥١	٥٦
B_3	—	—	—	—	—	—	—	—		
B_4	٠ر٢١٤	٤ر٥٩	٠ر١٨٧	٧ر٦٩	٠ر٢٧٣	٦٤	٠ر٢١٤	٤٣	٠ر١٩٧	٤٥ر٧٣
C_1	٠ر٢٥٧	٤ر٧١	٠ر٢٣	٩ر٨٣	٠ر٣١٦	٧٤	٠ر٢٥٧	٤ر٥١	٠ر١٨٥	٥ر٦٧
C_2	٠ر٢	٥٥ر٥٥	٠ر١٨	٩ر٦٩	٠ر٢٣٨	٥٦	٠ر٢	٤٠	٠ر١٥٦	٩ر٥٣
D_1	٠ر٢٣	٦٤	٠ر١٩٧	٥ر٧٩	٠ر٢٨٦	٦٧	٠ر٢٣	٤٦	٠ر١٣٢	٣ر٥١
D_2	٠ر٢١	٥٨	٠ر١٩	٤ر٧٠	٠ر٢٦٤	٦٢	٠ر٢١	٤٢	٠ر١٧	٩٦ر٦٢
المعدل		٣ر٥٦		٤ر٦٧		٦ر٦١		٨ر٤٠		٨٧ر٦١
الانحراف المعياري		٠٣ر١٩		٦٦ر٢٢		٤٥ر٢١		٧ر١٣		٨٨ر١٤

* تم احتساب الأرقام الواردة في الجدول أعلاه بأستخدام معادلات الجدول (٣-١)

الفصل السابع

الاستنتاجات والبحوث المقترحة

١ - ٧ الاستنتاجات :-

من النتائج العملية ونتائج الطرق النظرية التي استخدمت في هذا البحث لغرض المقارنة يمكن استنتاج مايأتي :-

١ - ازدياد التحمل الاقصى للعتبات المسبقة الاجهاد كليا وجزئيا بزيادة قيمة معامل التسليح $\bar{W}$.

٢ - عند زيادة نسبة الاجهاد الجزئي (PPR) بزيادة نسبة الحديد مسبق الاجهاد (ρ_p) يزداد التحمل الاقصى للعتبات المسبقة الاجهاد ، وتؤدي الى انخفاض التحمل الاقصى اذا تم زيادة نسبته بزيادة نسبة حديد التسليح العادي .

٣ - اضافة حديد الشد العادي في العتبات المسبقة الاجهاد ذات الشد اللاحق ادت الى زيادة التحمل الاقصى اذ ان زيادة مساحة الحديد العادي بنسبة ٥٠٪ ادت الى زيادة التحمل الاقصى بنسبة ١٣٪ في العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا . علاوة على تأثير الحديد العادي في زيادة عزم التشقق الاولي المحسوب نظريا .

٤ - زيادة نسبة الاجهاد الجزئي تؤدي الى زيادة عزم التشقق الاولي اضافة الى زيادة العزم المطلوب لتكوين شق بعرض ٠٫٣ ملم .

٥ - تثبيت قوة اجهاد المقطع الخرساني وزيادة مساحة حديد الشد العادي ادت الى رفع قيمة العزم المطلوب لتكوين شق بعرض ٠٫٣ ملم فمثلا ارتفع العزم المذكور بنسبة ٣٣٪ بزيادة مساحة الحديد العادي بنسبة ١٠٠٪ (لنفس نوع الحديد العادي) .

٦ - العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا تمتاز عن المسبقة الاجهاد كليا بانتظام توزيع الشقوق وتقليل عرضها ومسافاتها البينية . فمثلا النموذج (A3) تراوحت المسافات البينية لشقوقه من

(١١ - ٢٢) ملم اضافة الى ان اقصى عرض لشقوقه عند الفشل كانت تساوي (٤ر٤) ملم في حين ان النموذج (A6) تراوحت مسافات الشقوق البينية فيه من (٢٠ - ٣٥) ، وكان اقصى عرض للشقوق = ٢ر١٠ ملم عند الفشل .

٧ - العتبات المسبقة الاجهاد جزئيا كان لها قيم هطول اكبر من المسبقة الاجهاد كليا فمثلا كان هطول النموذج (A3) عند حمل مقداره (١٥) كيلونيوتن يساوي (٢٢ر١٧) ملم في حين ان هطول النموذج (A6) المجهد كليا عند الحمل نفسه يساوي (١ر٥) ملم مقاسا في مركز العتبة .

٨ - بزيادة نسبة حديد تسليح الشد العادي ازداد وضوح المراحل الثلاث لتغير الهطول مع الحمل والتي هي المرحلة المرنة قبل التشقق والمرحلة المرنة بعد التشقق والمرحلة اللدنة بعد التشقق .

٩- الطريقة التي اقترحها الباحث نعمان (٩) تبدو افضل الطرق النظرية لتحليل العتبات مستطيلة الشكل (للنماذج التي تمت المقارنة بينها) ، وكان معدل نتائجها الى النتائج العملية تساوي ١٦ر١ بانحراف معياري قدره ١٢٤ر٠]

١٠- الطريقة الواردة في دليل تفسير الكود الامريكي ٣٧ لتقدير المطيلية هي الاكثر امانا ، اذ كانت نسبة عامل المطيلية الى الحد الاقصى تساوي ٦٧٪ .

٢ - ٧ البحوث المقترحة :-

لغرض الوصول الى صورة اوضح عن سلوك الخرسانة مسبقة الاجهاد جزئيا ، يقترح دراسة مايأتي :-

١ - التشقق والهطول للعتبات المجهدة لاحقا والمرتبطة بالخرسانة bonded Post-tensioned beams .

٢ - تأثير التغيرات المعتمدة على الزمن في اجهادات الحديد مسبق الاجهاد والعادي .

٣ - العتبات المستمرة والعتبات ذات المقاطع غير المستطيلة باختلاف طرق التحميل بالاضافة الى الخواص الهندسية الاخرى .

٤ - المسقط الجانبي للحديد مسبق الاجهاد Profile باستعمال عدة انواع منه .

References

1. E.W. Benett.
   "Partial Prestressing - A Historical over view"
   PCI. Journal, Vol. 29, No. 5, Sept/Oct. 1984, P.P 104-117
2. Daniel P. Jenny .
   "Current status of Prestressing for Prentensioned concrete Products in North America ".
   PCI - Journal,Vol.30, No.1, January/Feb.1985, P.P142-153 .
3. Antonie E. Naaman and Siriaksorn .
   "Serviceability based design of Partially Prestressed beams. "
   PCI. Journal,Vol. 24, No. 2, March/April 1979, P.P. 64-79
4. T.Y. Lin and N.H. Burns .
   "Design of Prestressed concrete structures"
   Thired edition, wiley 1981 .
5. Christian Menn .
   "Partiall Prestressing from the Designer's Point of view"
   Concrete international, Design and construction, ACI Vol. 5, No. 3, march 1983, P.P. 52-59 .
6. Stanley G Hutton and Robert E. Loov
   "Flexural behariour of Prestressed,Partially Prestressed, and Reinforced concrete beams. "
   ACI - Journal, Vol. 63, No. 12, Dec. 1966, P.P. 1401-1409
7. R.F. stevens .
   "Test on Prestressed reinforced concrete beams. "
   Concrete, Nov. 1969, P.P.457-462 .

8. Alfred G. Bishara, and Gurcharan S. Brar.
"Rotational capacity of Prestressed concrete beams. "
ASCE, Vol. 100, No. 9, Sept 1974, P.P. 1883-1895 .

9. Antoine E. Naaman and Mohamad H. Harajli
"Evatuation of Ultimate steel stresses in Partially Prestressed flexural members. "
PCI - Journal, Vol. 30, No. 5, Sept/Oct. 1985, P.P.54-75

10. Xuekang Tao and Gong chen Du.
"Ultimate stress of Unboned Tendens in Partially Prestressed concrete beams. "
PCI - Journal, Vol.30,No. 6, Novem./Dec. 1985, P.P.72-91.

11. Kevin J. Thompson and Robert Park .
"Ductility of Prestressed and Partially Prestressed concrete beam sections . "
PCI - Journal,Vol. 25, No. 2, March/April 1980, P.P.46-68

12. Antoine E. Naaman, Muhamed H. Harajli and James K. Wight.
"Analysis of ductility in Partially Prestressed concrete flexural members "
PCI - Journal, Vol. 31, No. 3, May/June 1986, P.P. 64-83

13. Brian C. Skogman, Maher K. Tadros and Ronald Grasmick .
"Ductility of Reinforced and Prestressed concrete members. "
PCI - Journal, Vol. 33, No. 6, Nov./Dec. 1988 P.P. 94-107

14. K.M. Suri and W.H. Digler
"Crack Width in Partially Prestressed members. "
ACI - Journal, Vol. 83, No. 5, Sept/Oct. 1986,P.P.784-797

15. Arthur H Nilson.

"Flexural stress after cracting in Partially Pretressed beams."

PCI - Journal, Vol. 21, No. 4 , July/Aug. 1976, P.P.72-81

16. A. H. Nilson

" Design of Prestressed concrete . "

John Wiley and Sons, Inc. Seconed Edition 1987 .

17. Antoine E. Naaman

"ultimate analysis of Prestressed and partially Prestressed sections by strain compatability . "

PCI - Journal, Vol. 22, No. 1, Jan./Feb. 1977, P.P. 31-51

18. Amin Gahli and Maher K.Tadros

"Partially Prestressed concrete structures"

ASCE - Journal of structural engineering, Vol. 111,No.8, August 1985, P.P. 1846-1864

19. Troels Brondum - Nielsen .

"Ultimate Flexural capacity of Fully Prestressed, Partially Prestressed, and NonPrestressed Arbitrary concrete sections under Symmetric bending . "

ACI - Journal, Vol.83, No.1 Jan/Feb. 1986 , P.P. 29-35

20. K. M. Suri and Walter H. Dilger

"Steel stresses in Partially Prestressed concrete members."

PCI - Journal, Vol. 31, No. 3, May/June 1986, P.P.88-113

21. Brian C. Skogman, Maher K. Tadros and Ronald Grasmick.

"Flexural strength of Prestressed concrete members."

PCI - Journal , Vol. 33 , No.5,Sep/Oct 1988 , P.P.96-123

22. Robert E. Loov

"A General Equation for the steel stresses for bonded prestressed concrete members."

PCI - Journal, Vol. 33, No.6, Nov./Dec. 1988 P.P.108-137

23. Amin Ghali .

"A unified appraoch for serviceability design of Prestressed and nonprestressed reinforced concrete structures ."

PCI - Journal, Vol. 31, No. 2, March / April 1986, P.P.118-135

24. Troels Brondum - Nielsen

"Serviceability limit state Analysis of cracked Partially Prestressed or Reinforced sections under Symmetric loading. "

ACI - Journal, Vol.83, No.4,July / Aug. 1986,P.P.547-552 .

25. Antoine E. Naaman.

"An Approximate Nonlinear Design Procedure for Partially Prestressed concrete beams ."

Computers and structures, Vol. 17, No. 2, 1983 P.P.287-299 .

26. Hugo Bachmann .

"Prestressed concrete structures based on Swiss - Experiences . "

PCI - Journal, Vol. 29 , No. 4, July/Aug. 1984, P.P.84-97

27. A. S. G. Bruggeling

"Partially Prestressed concrete structures - A Design challeng ."

PCI - Journal, Vol. 30, No. 2, March / April 1985, P.P.140-170 .

28. David N. Peterson and Maher k.Tadros.
"Simplified Flexural Design of Partially prestressed concrete members . "
PCI - Journal, Vol. 30, No. 3, May/June 1985, P.P.50-69

29. Metric design Manual
Precast and Prestressed concrete
Candian Prestressed Concrete Institute
1987 second Edition .

30. M. Z. cohn, and M. Bartlett .
"Computer - simulated Flexural Tests of Partially Prestressed concrete sections . "
ASCE. Journal of structural Division .
Vol. 108, No. ST12, December 1982, P.P. 2747 - 2765

31. Antoinc E. Naaman
"Prestressed concrete - Analysis and Design. "
Mc Graw - Hill 1982

32. Nigel cooke, Robert Park, and Philip Yong
"Flexural strength of Prestressed Concrete Members with Unbonded Tendons . "
PCI - Journal, Vol. 26, No.6, Nov./Dec. 1981, P.P.52-80

33. Edward G. Nawy and P.T. Huang
"Crak and Deflection control of Pretensioned Prestressed Beams . "
PCI - Journal, Vol. 22, No.3, May/June 1977, P.P. 31-47

34. ACI Committee 318, "Building code Requirements for Reinforced concrete (ACI - 318-83) "
American concrete Inistutue, Detroit, Michigan .

35. CEB - FIP Joint commetiee, International Recommendations for the Design and construction of concrete structures, Cement and concrete Asociatiom, London, June 1970

ABSTRACT

The behaviour and ultimate strength of bonded post-tensioned partially prestressed concrete beams with partial prestressing ratio varing from zero to one is considered.

Fourteen rectangular beams 175X350mm in cross section, simply supported on 3000mm span and loaded at third pionts and tested to failure.

They were divided into four groups to study the effects of varing the amounts of prestressd and nonprestressed reinforcement, different levels of partial prestressing ratio(PPR) at constant ultimate strength and the serviceability behaviour for crack width equal to 0.3mm.

Test results show that the increase of 50% of nonprestressed reinforcement resulted in an increase of 13% inthe ultimate strength.

It was also found that the increasing of the percentage of nonprestressed steel resulted in a decrease in the crack width, crack spacing,and the bending moment causing 0.3mm crack width.

Comparison of results obtained as well as other available results with four of the analytical methodes showed that the methods give similar results, but Naaman's method appear to be the most appropriate.

The most conservative method to describe ductility was that presented in the 1986 supplement to ACI 318-83 commentary.

THE BEHAVIOUR AND ULTIMATE STRENGTH OF PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE BEAMS

A THESIS

SUBMITTED TO THE DEPARTMENT OF BUILDING AND CONSTRUCTION ENGINEERING
UNIVERSITY OF TECHNOLOGY - BAGHDAD - IRAQ

IN PARTIAL FULFILLMENT TO THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF THE MASTER OF SCIENCE IN STRUCTURAL ENGINEERING

BY

ALAN S. ABDUL RAHMAN

SEPTEMBER 1989