



الجمهورية العربية السورية  
جامعة دمشق  
كلية الهندسة المدنية  
قسم الهندسة الإنشائية

# دراسة تأثير المتغيرات البعدية في سلوك جدران القص البيتونية المسلحة تحت تأثير الأحمال الزلزالية

رسالة مقدمة لنيل درجة الماجستير في الهندسة الإنشائية

إعداد المهندسة  
روضة المفعلاني

إشراف الأستاذ الدكتور  
إدوارد شديد  
الأستاذ في قسم الهندسة الإنشائية  
كلية الهندسة المدنية - جامعة دمشق

جامعة دمشق  
كلية الهندسة المدنية  
قسم الهندسة الإنشائية

رسالة ماجستير

إعداد المهندس: روضة المفلحاني

عنوان الرسالة : " دراسة تأثير المتغيرات البعدية في سلوك جدران القص البيتونية المسلحة تحت تأثير الأحمال الزلزالية "

إشراف : الأستاذ الدكتور المهندس إدوارد شديد

لجنة الحكم

كلية الهندسة المدنية  
عضواً مشرفاً



الأستاذ في قسم الهندسة الإنشائية  
الاختصاص :  
ديناميك الانشاءات

أ. دم إدوارد شديد  
جامعة دمشق

كلية الهندسة المدنية  
عضواً



الأستاذ المساعد في قسم الهندسة الإنشائية  
الاختصاص :  
الخرسانة مسلحة

د. م طلال شرف  
جامعة دمشق

كلية الهندسة المدنية  
عضواً



المدرس في قسم الهندسة الإنشائية  
الاختصاص :  
الخرسانة مسلحة

د.م هيثم زرزور  
جامعة دمشق

## كلمة شكر

في نهاية مشواري هذا لا بد من شكر كل من كان عوناً لي في إتمام عملي، فبعد الله سبحانه وتعالى أتقدم بالشكر الكبير لمن كانوا عوناً وسنداً لي في طريق حياتي منذ بدايته ولم يدخروا جهداً في إيصالي إلى هذه اللحظة ..... إلى والديّ الحبيبين وإخوتي الأعمام.

إلى زوجي يا من كنت بحق سنداً لي بتشجيعك المستمر ودعمك الدائم حتى في أصعب الأوقات.

كما أتقدم بالشكر الكبير والامتنان للدكتور ادوارد شديد الذي تفضل بالإشراف على عملي هذا والذي لم يدخر يوماً وقتاً ولا جهداً في سبيل إتمام العمل حيث كان لملاحظاته دوراً كبيراً في إنجاز العمل على أفضل وجه.

شكراً لكم جميعاً

## المخلص

يهدف هذا البحث إلى دراسة تأثير المتغيرات البعدية على قدرة تحمل جدار القص و التشوه عند قاعدة الجدار حين تعرضه للأحمال الزلزالية ( أحمال ديناميكية ) . حيث تم إنشاء نموذج عناصر منتهية لجدار قص باستخدام التحليل العددي بالاستعانة بنظرية العناصر المحدودة (Finite Element Method) و اعتماد التحليل اللاخطي الذي يأخذ بعين الاعتبار لا خطية المادة (Materially non linear analysis – MNLA) بواسطة برنامج 1-6.5 ABAQUS.

تم دراسة تأثير وجود الأعمدة المخفية و مدى فعاليتها في الحد من انتشار التشوهات وزيادة قدرة تحمل و مطاوعة الجدار، كما تم دراسة تأثير تغير شدة الهزة ، وقد لوحظ بأن زيادة التسارع أدى إلى زيادة غير خطية في رد فعل الجدار ، كما يزداد الانتقال للنموذج زيادة كبيرة عند تسارع 0.64g و السبب في ذلك أن ازدياد الشدة الزلزالية يؤدي إلى بدء تحطم نموذج جدار القص بشكل مبكر عما هو الحال بالمقارنة مع الشدات الصغيرة.

كما أظهرت الدراسة تأثير تغير نسبة تسليح الأعمدة المخفية على قدرة تحمل الجدار حيث أن زيادة نسبة تسليح الأعمدة المخفية أدت إلى زيادة غير خطية وضئيلة في قدرة تحمل الجدار، كما أن زيادة سماكة الأعمدة المخفية أظهرت زيادة في قدرة التحمل حتى نسبة (47%) عند زيادة السماكة للأعمدة الطرفية بمقدار أربعة أضعاف سماكة جدار القص عنها في حال سماكة الأعمدة الطرفية تساوي سماكة الجدار .

## المحتويات

١	الفصل الأول: مقدمة عامة
١	1-1 الأحمال الزلزالية
٢	٢-١ طرق التحليل الزلزالي
٥	٣-١ الجمل الإنشائية الخرسانية المقاومة للأحمال الزلزالية
٨	٤-١ الهدف من البحث
٩	الفصل الثاني: الدراسة مرجعية
٩	1-2 مقدمة
٩	2-2 تصميم جدران القص وفق الكود السوري
١٢	3-2 تصميم جدران القص وفق الكود الأوربي
١٩	4-2 الدراسات التجريبية
١٩	١-4-2 التصميم الزلزالي ، اختبار و تحليل أبنية الجدران البيتونية المسلحة
٣١	٢-4-2 تأثيرات التحميل الزلزالي على الجدران الإنشائية ، تجربة CAMUS1
٣٧	٣-4-2 تأثيرات التحميل الزلزالي على الجدران الإنشائية ، تجربة CAMUSIII
٤٥	الفصل الثالث: خطوات التحليل باستخدام طريقة العناصر المحدودة (FEM)
٤٥	1-3 مقدمة
٤٥	2-3 توصيف الجدار المدروس
٤٨	3-3 التحليل اللاخطي للجدار باستخدام طريقة العناصر المحدودة
٤٨	1-3-3 توصيف النموذج
٥٣	2-3-3 دراسة تقارب الشبكة (Mesh Convergence)
٥٤	3-3-3 مقارنة النتائج التجريبية مع النتائج التحليلية

٥٧ الفصل الرابع: دراسة تأثير المتغيرات البعدية في سلوك جدران القص

٥٧ 1-4 تأثير وجود الأعمدة المخفية

٥٩ 2-4 تأثير تغيير شدة التسارع

٦٥ ٣-4 تأثير تغيير نسبة تسليح الأعمدة المخفية

٧٣ ٤-4 تأثير تغيير سماكة الأعمدة الطرفية

٨٠ الفصل الخامس: النتائج والتوصيات

٨٠ 1-5 النتائج

٨١ 2-5 التوصيات

٨٢ المراجع



## فهرس الأشكال

- الشكل (١-١) تطبيق قوى موزعة على الطوابق حسب كتلة كل طابق و الانتقالات الناتجة عنها ٢
- الشكل (٢-١) المراحل التي يمر بها المنشأ في طريقة الدفع الستاتيكياللاخطي ٣
- الشكل (٣-١) وصف تخطيطي لطيف الاستجابة ٤
- الشكل (٤-١) تسليح جدران القص الخرسانية المسلحة وفق الكود السوري ٥
- الشكل (٥-١) تفصيل تسليح الجائز في الإطار الخاص المقاوم للعزوم (SMRF) ٧
- الشكل (١-٢) مقطع أفقي في جدار قص يتعرض لحمولة شاقولية لا تتعدى قيمته نص المقاومة القصوى للجدار . ١١
- الشكل (٢-٢) مقطع أفقي في جدار قص يتعرض لحمولة شاقولية تتعدى قيمته نص المقاومة القصوى للجدار . ١١
- الشكل (٣-٢) عدم تجنب المفاصل اللدنة ١٤
- الشكل (٤-٢) سماكة العمود المخفي ١٥
- الشكل (٥-٢) السماكة الأصغرية للعمود المخفي ١٥
- الشكل (٦-٢) طيف الاستجابة المرن ١٧
- الشكل (٧-٢) أبعاد العمود المخفي ١٨
- الشكل (٨-٢) مستويات الأداء ٢٠
- الشكل (٩-٢) النموذج المستخدم ٢١
- الشكل (١٠-٢) المكونات الأساسية للجدار ٢١
- الشكل (١١-٢) تفاصيل تسليح البلاطة والجدار ٢٢
- الشكل (١٢-٢) السرعات و أجهزة قياس التشوهات ٢٢
- الشكل (١٣-٢) السجل الزمني للتسارعات المدخلة و طيف الاستجابة ٢٣
- الشكل (١٤-٢) التشققات المتشكلة عند نهاية الاختبار ٢٤
- الشكل (١٥-٢) تشكل المفصل اللدن ٢٥

٢٥	الشكل (١٦-٢) العزم القاعدي - الإزاحة النسبية
٢٥	الشكل (١٧-٢) القص القاعدي - الإزاحة النسبية
٢٦	الشكل (١٨-٢) الشكل العام للمبنى المختبر
٢٧	الشكل (١٩-٢) الأبعاد الأساسية للنموذج المختبر
٢٧	الشكل (٢٠-٢) تفاصيل تسليح جسد الجدار و البلاطة
٢٨	الشكل (٢١-٢) تفاصيل تسليح جسد الجدار
٢٨	الشكل (٢٢-٢) السجلات الزمنية وطيف الاستجابة للحركات المستخدمة
٣٠	الشكل (٢٣-٢) تطور التشققات لجناح و جسد الجدار بعد الاختبار EQ4
٣٠	الشكل (٢٤-٢) العزم القاعدي - الإزاحة النسبية
٣٠	الشكل (٢٥-٢) القص القاعدي - الإزاحة
٣١	الشكل (٢٦-٢) العزم القاعدي - الإزاحة الجانبية الطبقية للمرحلتين I ، II
٣٢	الشكل (٢٧-٢) أبعاد نموذج الجدار
٣٢	الشكل (٢٨-٢) مقطع في جدار CAMUS1- تفاصيل تسليح الجدار
٣٤	الشكل (٢٩-٢) Nice ( $a_{max} = 0.25g$ )
٣٤	الشكل (٣٠-٢) sanfrancisco ( $a_{max} = 1.11g$ )
٣٤	الشكل (٣١-٢) طيف الاستجابة (5% damping)
٣٥	الشكل (٣٢-٢) السجل الزمني للإزاحة العلوية لسجل (san francisco1.11g)
٣٥	الشكل (٣٣-٢) السجل الزمني للإزاحة العلوية لسجل (Nice S1 0.71g)
٣٦	الشكل (٣٤-٢) الجدار عند نهاية الاختبار لنموذج CAMUS1
٣٦	الشكل (٣٥-٢) الجدار عند نهاية الاختبار لنموذج CAMUS1
٣٧	الشكل (٣٦-٢) النموذج المستخدم في اختبار CAMUSIII
٣٨	الشكل (٣٧-٢) أبعاد النموذج المستخدم CAMUS III
٣٩	الشكل (٣٨-٢) تفاصيل تسليح نموذج CAMUSIII

- ٤٠ الشكل (٢-٣٩) Nice ( $a_{max}=0.25g$ )
- ٤٠ الشكل (٢-٤٠) Melendy Ranch ( $a_{max}=1.35g$ )
- ٤٠ الشكل (٢-٤١) طيف الاستجابة للحركات الأرضية (التخميد 5%)
- ٤١ الشكل (٢-٤٢) التجهيزات المستخدمة لقياس السلوك العام و المحلي لنموذج  
CAMUSIII
- ٤٢ الشكل (٢-٤٣) التشققات و تحطم البيتون عند نهاية الاختبار لنموذج  
CAMUSIII
- ٤٢ الشكل (٢-٤٤) تفاصيل الضرر على الجدار الأيمن عند نهاية اختبار  
CAMUSIII
- ٤٢ الشكل (٢-٤٥) الضرر على الجدار الأيسر (الطرف الجنوبي)
- ٤٢ الشكل (٢-٤٦) الضرر على الجدار الأيسر (الطرف الشمالي)
- ٤٣ الشكل (٢-٤٧) الإزاحة - الزمن عند الطابق الخامس لاختبار ( Melendy )  
(Ranch 1.35g)
- ٤٣ الشكل (٢-٤٨) عزم الانعطاف - الدوران عند الطابق الخامس لاختبار  
(Melendy Ranch 1.35g)
- ٤٣ الشكل (٢-٤٩) عزم الانعطاف - الدوران عند القاعدة لاختبار ( Melendy )  
(Ranch 1.35g)
- ٤٤ الشكل (٢-٥٠) عزم الانحناء و القوى المحورية - الزمن لاختبار ( Melendy )  
(Ranch 1.35g)
- ٤٦ الشكل (٣-١) نموذج الجدار المدروس CAMUSIII
- ٤٦ الشكل (٣-٢) أبعاد وتفاصيل تسليح الجدار المدروس CAMUSIII
- ٤٧ الشكل (٣-٣) Nice ( $a_{max}=0.25g$ )
- ٤٨ الشكل (٣-٤) Melendy Ranch ( $a_{max}=1.35g$ )
- ٤٨ الشكل (٣-٥) مخطط إجهاد الضغط - التشوه النسبي للبيتون المسلح
- ٥٠ الشكل (٣-٦) منحنى سلوك البيتون على الضغط

- الشكل (٧-٣) منحني سلوك البيتون على الشد ٥٠
- الشكل (٨-٣) إجهاد الشد - التشوه النسبي للبيتون المسلح ٥١
- الشكل (٩-٣) مخطط الإجهاد - التشوه لحديد التسليح ٥١
- سلوك حديد التسليح المدخل في (ABAQUS 6.5-1) ٥١
- الشكل (١٠-٣) العنصر S4R : ترقيم العقد ، نقاط غاوس ، اتجاه السماكة ٥٢
- الشكل (١١-٣) الشروط المحيطية عند نقاط استناد النموذج ٥٢
- الشكل (١٢-٣) النموذج الجدار باستخدام ABAQUS 6.5-1 ٥٣
- الشكل (١٣-٣) تأثير دقة الشبكة على قدرة تحمل الجدار ٥٤
- الشكل (١٤-٣) مقارنة الزمن - الانتقال للنموذج التجريبي و التحليلي ٥٥
- الشكل (١٥-٣) التشوهات النسبية الرئيسية الضاغطة في النموذج المدروس ٥٦
- الشكل (١٦-٣) توزع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة عند قاعدة الجدار ٥٦
- الشكل (١-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - القص للنموذج المدروس مع و بدون الأعمدة المخفية ٥٧
- الشكل (٢-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج المدروس مع وبدون الأعمدة المخفية ٥٨
- الشكل (٣-٤) توزع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار مع وجود الأعمدة المخفية ٥٨
- الشكل (٤-٤) توزع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بدون وجود الأعمدة المخفية ٥٩
- الشكل (٥-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - القص للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max} = 0.25g$ ) ٦٠
- الشكل (٦-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max} = 0.25g$ ) ٦٠
- الشكل (٧-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - القص للنموذج المدروس نتيجة ٦١

- تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max}$ )  
(= 0.35g)
- ٦١ الشكل (٨-٤) مقارنة بين منحنىي الزمن - الانتقال للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max}$ )  
(= 0.35g)
- ٦٢ الشكل (٩-٤) مقارنة بين منحنىي الزمن - القص للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max}$ )  
(= 0.64g)
- ٦٢ الشكل (١٠-٤) مقارنة بين منحنىي الزمن - الانتقال للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max}$ )  
(= 0.64g)
- ٦٣ الشكل (١١-٤) منحنى التسارعات المستخدمة - نسبة قوة القص القاعدية الأعظمية لتسارعات (0.25g , 0.35g , 0.42g , 0.64g) إلى قوة القص الأعظمية لحالة التسارع (0.42g)
- ٦٣ الشكل (١٢-٤) منحنى التسارعات المستخدمة - نسبة الانتقال الأعظمي لتسارعات (0.25g , 0.35g , 0.42g , 0.64g) إلى الانتقال الأعظمي لحالة التسارع (0.42g)
- ٦٤ الشكل (١٣-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار عند قيمة تسارع  $a_{max} = 0.25g$
- ٦٤ الشكل (١٤-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار عند قيمة تسارع  $a_{max} = 0.35g$
- ٦٥ الشكل (١٥-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار عند قيمة تسارع  $a_{max} = 0.42g$
- ٦٥ الشكل (١٦-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار عند قيمة تسارع  $a_{max} = 0.64g$
- ٦٦ الشكل (١٧-٤) مقارنة بين منحنىي الزمن - القص للنموذج لنسب تسليح 1% , 2% أعمدة مخفية
- ٦٦ الشكل (١٨-٤) مقارنة بين منحنىي الزمن - الانتقال للنموذج المدروس لنسب

تسليح أعمدة مخفية 2% , 1%

- الشكل (٤-١٩) مقارنة بين منحني الزمن- القص للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.4%
- ٦٧
- الشكل (٤-٢٠) مقارنة بين منحني الزمن - الانتقال للنموذج المدروس لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.4%
- ٦٧
- الشكل (٤-٢١) مقارنة بين منحني الزمن- القص للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.7%
- ٦٨
- الشكل (٤-٢٢) مقارنة بين منحني الزمن - الانتقال للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.7%
- ٦٨
- الشكل (٤-٢٣) مقارنة بين منحني الزمن- القص للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 2.3%
- ٦٩
- الشكل (٤-٢٤) مقارنة بين منحني الزمن - الانتقال للنموذج المدروس لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 2.3%
- ٦٩
- الشكل (٤-٢٥) منحنى نسبة تسليح الأعمدة المخفية - نسبة قوة القص القاعدية الأعظمية لنسب تسليح (2.3% , 2% , 1.7% , 1.4% , 1%) إلى قوة القص الأعظمية للنسبة (2%)
- ٧٠
- الشكل (٤-٢٦) منحنى نسبة تسليح الأعمدة المخفية - نسبة الانتقال الأعظمي لنسب تسليح (2.3% , 2% , 1.7% , 1.4% , 1%) إلى الانتقال الأعظمي للنسبة (2%)
- ٧٠
- الشكل (٤-٢٧) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 2.3\%$
- ٧١
- الشكل (٤-٢٨) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 2.0\%$
- ٧١
- الشكل (٤-٢٩) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 1.7\%$
- ٧٢

- الشكل (٣٠-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 1.4\%$  ٧٢
- الشكل (٣١-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 1\%$  ٧٣
- الشكل (٣٢-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - القص للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,2T ٧٤
- الشكل (٣٣-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,2T ٧٤
- الشكل (٣٤-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - القص للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,3T ٧٥
- الشكل (٣٥-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,3T ٧٥
- الشكل (٣٦-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - القص للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,4T ٧٦
- الشكل (٣٧-٤) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,4T ٧٦
- الشكل (٣٨-٤) منحنى سماكة الأعمدة الطرفية - نسبة القص الأعظمي لسماكة (1T,2T,3T,4T) إلى قوة القص الأعظمية لسماكة (1T) ٧٧
- الشكل (٣٩-٤) منحنى سماكة الأعمدة الطرفية - نسبة الانتقال الأعظمي لسماكة (1T,2T,3T,4T) إلى الانتقال الأعظمي لسماكة (1T) ٧٧
- الشكل (٤٠-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار لسماكة الأعمدة الطرفية  $t=60\text{mm}$  ٧٨
- الشكل (٤١-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار لسماكة الأعمدة الطرفية  $t=120\text{mm}$  ٧٨
- الشكل (٤٢-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار لسماكة الأعمدة الطرفية  $t=180\text{mm}$  ٧٩
- الشكل (٤٣-٤) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار لسماكة الأعمدة الطرفية  $t=240\text{mm}$  ٧٩

## فهرس الجداول

١٨	معامل السلوك الأساسي $q_0$	الجدول (٢-١)
٢٤	القيم الأعظمية لمتغيرات الاستجابة المقاسة للمرحلة الأولى لاختبار Panagiotou	الجدول (٢-٢)
٢٩	القيم الأعظمية لمتغيرات الاستجابة المقاسة للمرحلة الثانية لاختبار Panagiotou	الجدول (٢-٣)
٣٣	التسليح المستخدم لنموذج CAMUS1	الجدول (٢-٤)
٣٣	مواصفات المواد المستخدمة في اختبار CAMUS1	الجدول (٢-٥)
٣٥	القيم الأعظمية الناتجة عند نهاية الاختبار	الجدول (٢-٦)
٣٦	القيم الأعظمية للتشوهات و التشققات خلال المرحلة Nice 0.71g	الجدول (٢-٧)
٣٨	تفاصيل التسليح المستخدم لنموذج CAMUS III	الجدول (٢-٨)
٣٩	مواصفات المواد المستخدمة لاختبار CAMUS III	الجدول (٢-٩)
٤٠	السلسلة التجريبية المستخدمة في اختبار CAMUS III	الشكل (٢-١٠)
٤١	النتائج التجريبية لاختبار CAMUSIII	الشكل (٢-١١)
٤٥	تفاصيل تسليح الجدار لاختبار CAMUSIII	الجدول (٣-١)
٤٧	السلسلة التجريبية المستخدمة في اختبار CAMUS III	الجدول (٣-٢)
٥٥	يوضح مقارنة الدراسة الحالة مع الدراسة التجريبية لاختبار CAMUSIII	الجدول (٣-٣)

## الفصل الأول

### مقدمة عامة

#### 1-1 الأحمال الزلزالية [16] :

غالبا ما تتعرض المنشآت إلى نوع أو أكثر من الأحمال الديناميكية خلال عمرها و من المناسب أن يتم تقسيم الأحمال الديناميكية إلى النوعين الرئيسيين التاليين :

- ١ أحمال دورية : وهي الأحمال التي لها نفس التغير مع الزمن بشكل متتال على عدد كبير من الدورات و أبسط الأحمال الدورية هو الحمل ذو التغير الجيبي مع الزمن .
- ٢ أحمال غير دورية : و هي الأحمال التي لا تتغير بشكل دوري مع الزمن و هذه الأحمال إما أن تكون على شكل نبضة ممتدة على فترة زمنية قصيرة أو على فترة زمنية طويلة نسبياً.

تنتج الهزة الأرضية عن تمزق مفاجئ للقشرة الأرضية مع انتقال كبير لجزء منها فيتحرر جزء هام من طاقة التشوهات الكامنة فيها و لذلك تعتبر الهزات الأرضية من أهم مصادر الأحمال الديناميكية التي تتعرض لها المنشآت بسبب طاقتها التدميرية الهائلة ، وتتعلق درجة أهمية هذه الأحمال باحتمال حدوث الهزات و بشدتها أو بما يسمى زلزالية المنطقة ، و يعتبر إنجاز التصميم الاقتصادية للمنشآت المقاومة للزلازل تحدياً لأكفاء المهندسين و العلماء.

بغية تصميم منشأ مقاوم للهزات الأرضية لابد من تحديد القوى التي يجب أن يتحملها لكن تحديد هذه القوى بدقة خلال عمر المنشأ غير ممكن و لهذا يجب تقدير هذه القوى بشكل منطقي مع مراعاة شروط أمان المنشأ و الكلفة الاقتصادية ، و لهذا تعتمد القوى الزلزالية على عدد من العوامل مثل مقياس و خصائص الهزة و البعد عن الصدع و جيولوجية موقع المنشأ و نوع الجملة الإنشائية المقاومة للأحمال الجانبية.

يبنى تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة المقاومة للزلازل على تحقيق ثلاث اشتراطات رئيسية:

- ١ أن يمتلك المنشأ صلابة كافية لتحقيق الانتقالات الجانبية إلى المستوى المقبول.
- ٣ أن تمتلك عناصر المنشأ المقاومة الكافية لتحمل أفعال قوى العطالة الناتجة عن الهزات الأرضية .

٤ أن يكون تفاصيل التسليح للمنشأ مناسباً ليضمن مستوى مناسباً من المطاوعة فيحتفظ المنشأ بجزء أساسي من مقاومته عندما يستجيب لتقلبات الانتقالات في المجال اللاخطي.

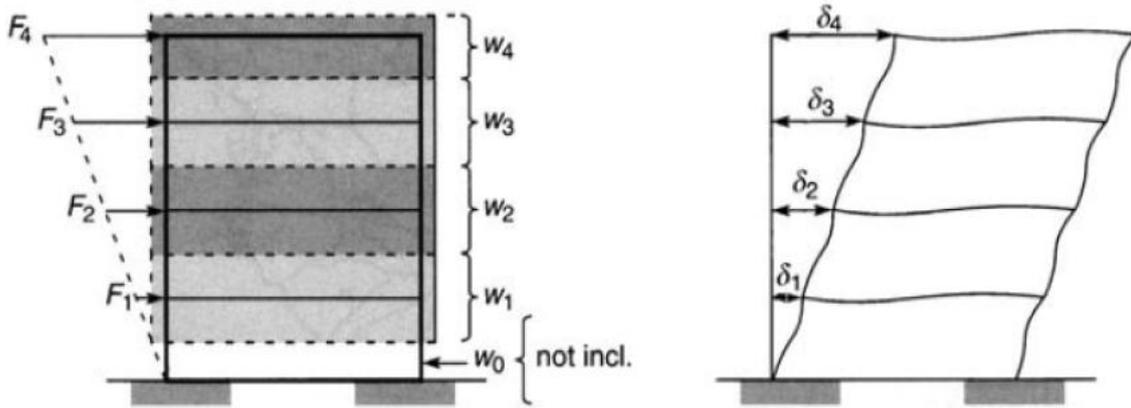
**1-2 طرق التحليل الزلزالي :** يصنف الكود الأوربي ( Eurocode8 , 2004 ) ، [3] طرق التحليل الزلزالي إلى :

• طرق التحليل الستاتيكي :

• طريقة القوة الجانبية الستاتيكية المكافئة :

نطبق هذه الطريقة في التحليل على الأبنية التي لا تتأثر استجابتها بشكل ملحوظ بباقي أنماط الاهتزاز أكثر من النمط الأساسي في كل اتجاه رئيسي مدروس و ذلك باستخدام نموذج خطي مرن للمنشأ (linear - elastic).

ويتم في هذه الطريقة تحديد قوى العطالة كقوى ساكنة مكافئة باستخدام علاقات تجريبية لا تأخذ بشكل ظاهري الخصائص الديناميكية للجملة الإنشائية المدروسة لكن هذه العلاقات طورت لتمثل التصرف الديناميكي للمنشآت المنتظمة ذات التوزيع المنتظم للكتلة و الصلابة، و في هذه الحالة تعتبر طريقة القوى الستاتيكية كافية في معظم الأحوال ، بينما يؤدي تطبيقها على المنشآت غير المنتظمة إلى نتائج غير صحيحة. [16]. و بحسب الكود الأوربي يتم حساب قوى القص القاعدي و توزع على الطوابق عند مركز ثقل كل طابق كما في الشكل (1-1) :



الشكل (1-1) تطبيق قوى موزعة على الطوابق حسب كتلة كل طابق و الانتقالات الناتجة عنها، [12]

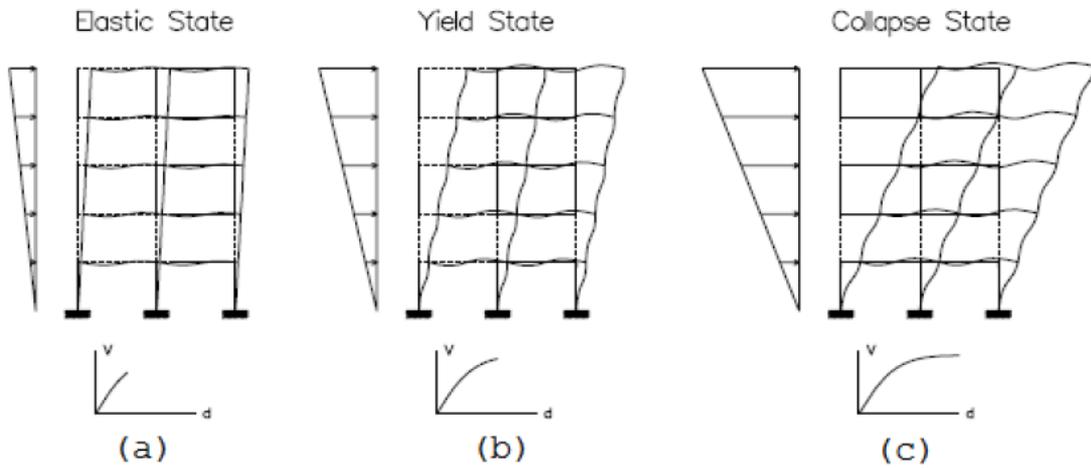
• طريقة الدفع الستاتيكي اللاخطي (Pushover) :

و هي طريقة تحليل ستاتيكية لاخطية تستخدم للتحقق من أداء المنشآت المصممة حديثاً أو أداء الأبنية القائمة للأهداف التالية :

- ١ التحقق من المقاومة .
- ٢ تقدير مواقع تشكل المفاصل اللدنة المحتملة و توزيع الضرر .
- ٣ تقييم الأداء الإنشائي للأبنية القائمة و الأبنية المدعمة.
- ٤ بديل للتصميم المعتمد على التحليل الخطي المرن حيث يحد الانتقال هو الأساسي في التصميم.

تأخذ هذه الطريقة بعين الاعتبار لدونة المادة و تنفيذ باعتبار القوى الناتجة عن الجاذبية الأرضية ثابتة أما القوى الأفقية فيتم زيادتها بشكل تدريجي حتى الوصول إلى الحد المسموح أو حتى انهيار المنشأ ، الحد المسموح يمكن أن يكون التشوه المتوقع الحصول عليه نتيجة الهزة الأرضية التصميمية في حال تصميم منشأة جديدة أو الانزياح الجانبي الذي يؤدي إلى انهيار المنشأ في حال تقييم الأبنية القائمة .لابد من الإشارة إلى أن طريقة العناصر المحدودة محققة في هذه الطريقة .

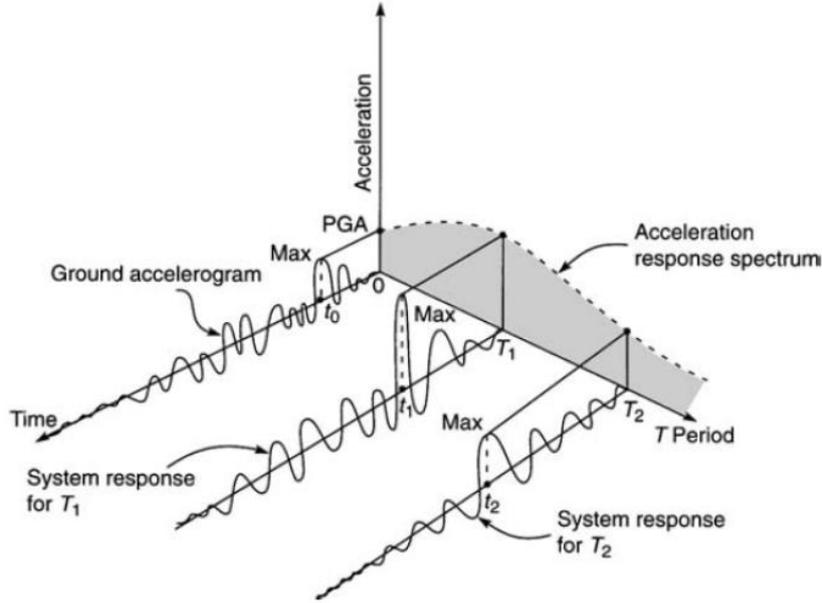
تسمح هذه الطريقة بتتبع تصرف العنصر مروراً بالسيلان و حتى الانهيار كما هو مبين بالشكل (2-1) حيث يبين الشكل ( a-2-1 ) مرور المنشأ بالمرحلة المرنة و الشكل ( b-2-1 ) وصول المنشأ إلى مرحلة السيلان و الشكل (c-2-1) تمثل انهيار المنشأ .



الشكل (2-1) المراحل التي يمر بها المنشأ في طريقة الدفع الستاتيكي للاختي ، [11]

- طريقة التحليل الديناميكي [16]: وتتضمن :
- طريقة طيف الاستجابة : تطبق هذه الطريقة على الأبنية التي لا يمكن تطبيق طريقة القوة الستاتيكية المكافئة عليها و تع د جميع أنماط اهتزاز المنشأ مساهمة في استجابة البناء ، وباستخدام نموذج خطي مرن للمنشأ.

لابد من الإشارة إلى أن طيف الاستجابة التصميمي لمنطقة ما يجب أن يشتق من السجلات الزمنية للتسارعات الأرضية لمجموعة من الهزات الأرضية محتملة الحدوث في تلك المنطقة و ليس من سجل واحد على أن يشمل ذلك هزات قريبة و أخرى بعيدة كما هو مبين في الشكل (3-1).



الشكل (3-1) وصف تخطيطي لطيف الاستجابة، [12]

يستخدم هذا التحليل الديناميكي قيم الاستجابة العظمى المقابلة لأنماط الاهتزاز التي لها مساهمات هامة في استجابة المنشأ الكلية و يحدد عدد هذه الأنماط بحيث يدخل في حساب الاستجابة أكثر من 90% من كتلة المنشأ في كل اتجاه رئيسي.

● **طريقة السجل الزمني:** تعتمد هذه الطريقة على التحليل اللاخطي للمنشأ ، ويتم تقدير استجابة المنشآت بالاعتماد على السجلات الزمنية من خلال تكاملات عددية مباشرة لمعادلات الحركة المختلفة للمنشأ و يتم تنفيذ التحليل الديناميكي باستعمال السجلات الزمنية لأزواج من المركبات العائدة لحركة الأرض الأفقية حيث يتم انتقاؤها و ضبطها من بين ما لا يقل عن ثلاث أحداث زلزالية مسجلة ، يتم حساب عنصر الاستجابة محط الاهتمام نتيجة كل تحليل باستعمال سجل زمني و إذا استعمل ثلاث سجلات زمنية في التحليل فتؤخذ القيمة العظمى لعنصر الاستجابة الناتجة عن التحليل الثلاث و إذا استعمل سبع سجلات زمنية أو أكثر فتؤخذ القيمة الوسطى لعنصر الاستجابة الناتجة عن التحليل.

### ١ 3 الجمل الإنشائية الخرسانية المقاومة للأحمال الزلزالية:

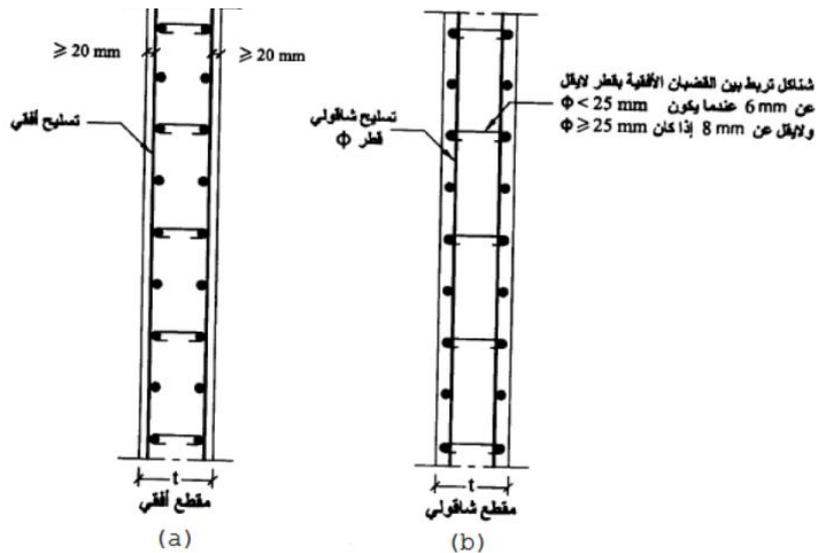
يهدف التصميم الزلزالي إلى تحقيق خصائص ديناميكية معينة في المنشآت تؤدي إلى مستوى استجابة مقبول تحت تأثير الأحمال الزلزالية ، و للوصول إلى هذا المستوى يتم تعديل بعض الخصائص الإنشائية مثل مقدار و توزيع و صلابة و كتل العناصر الإنشائية و مقاومتها النسبية .

قامت الكودات على سبيل المثال (الكود العربي السوري ، 2004؛ ملحق الزلازل ، 2005) [15] بتصنيف الجمل الإنشائية الخرسانية المقاومة للقوى الجانبية إلى ثلاث جمل إنشائية و هي :

#### - جدران القص الخرسانية المسلحة: [16]

لقد بينت الدراسات التي أجريت على الأبنية و المنشآت التي تعرضت إلى هزات أرضية أن الأبنية التي اشتملت على جدران قص تصرفت بشكل أفضل من الأبنية التي قاومت الهزات الأرضية بإطارات صلبة و ذلك من وجهتي نظر الأمان و السيطرة على الأضرار ، ولقد تبين أن جدران القص المصممة بشكل جيد و التي لها صلابة جانبية كافية تحقق الانتقالات الجانبية بين الطوابق و بالتالي تؤمن حلاً منطقياً وفعالاً لمعضلة الصلابة الجانبية للأبنية متعددة الطوابق، وعليه عندما تتعرض الجدران للهزات الأرضية تخضع لقوى جانبية أكبر من عناصر الإطارات النظامية و ذلك لأن إمكانية تشوه الجدران جانبياً أقل بسبب كبر عمق مقاطعها.

يبين الشكل (4-1) تفاصيل تسليح جدران القص الخرسانية المسلحة كما وردت في الكود العربي السوري (2004) حيث يبين الشكل (a-4-1) مقطع أفقي في الجدار و الشكل (b-4-1) مقطع شاقولي في الجدار .



الشكل (4-1) تفاصيل تسليح جدران القص الخرسانية المسلحة، [14]

(a) مقطع أفقي في الجدار (b) مقطع شاقولي في الجدار

## - الجمل الثنائية :

الجملة الثنائية هي جملة مختلطة (جدران قص + إطارات) خاصة تتكون من إطارات مقاومة للعزوم و جدران قص ، تصمم بشكل مستقل على تحمل ( 25% ) على الأقل من القص القاعدي التصميمي حتى لو كانت نسبة مساهمتها أقل من ذلك

## - الإطارات الخرسانية المقاومة للعزوم:[15]:

يعتمد تصرف الإطارات المقاومة للعزوم على نوع العناصر الإنشائية و وصلاتها و نوع المواد المكونة لها ، و بناء على درجة مطاوعة هذه الإطارات يصنفها الكود إلى الأنواع :

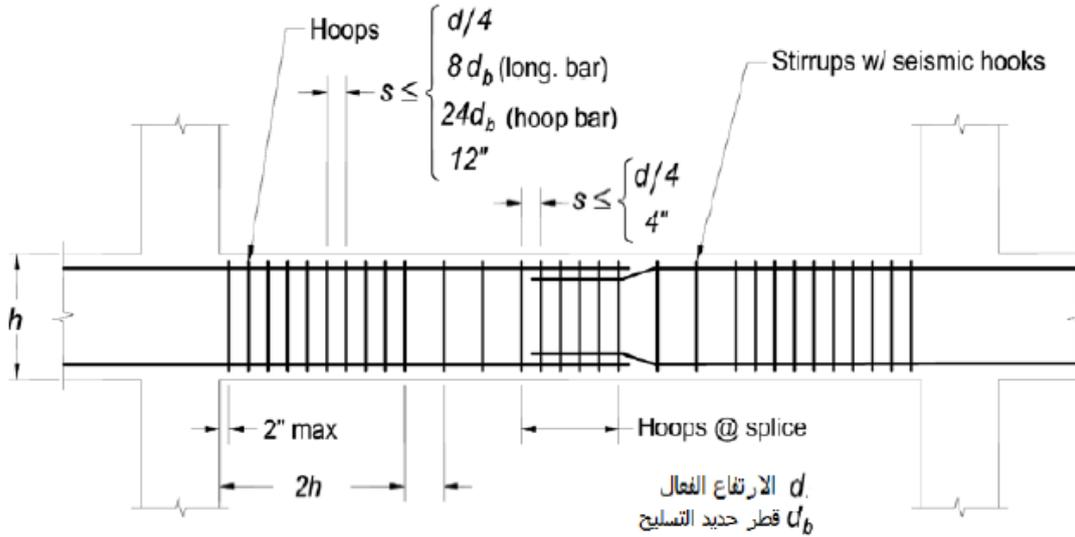
### •الإطارات الخاصة المقاومة للعزوم : SMRF , special moment resisting frames

تكمن الفكرة الأساسية في هذا النوع من الإطارات في إمكانية تبديد الطاقة نتيجة تشكل مفاصل لدنة في الجوائز و لهذا يجب أن تمتلك الأعمدة طاقة تحمل انعطاف أكبر من طاقة تحمل الجوائز و أن يكون لكل العناصر مقاومة قص و إرساء تسليح كافيان بحيث يمكن لمقطع الجوائز الوصول إلى طاقة تحملها اللدنة ، و لهذا يتم حصر تطور اللدنة في الجوائز في مناطق يكون البيتون فيها مطوقاً ، ولتحقيق ذلك يتم تصميم عناصر الإطار على مرحلتين :

**المرحلة الأولى :** يتم فيها تحديد مقاطع الجوائز و طاقة تحملها اللازمة لمقاومة الأحمال الشاقولية المصعدة و تراكباتها مع أحمال الزلازل .

**المرحلة الثانية :** بناء على طاقة تحمل الجوائز المحددة في المرحلة الأولى و على أبعاد أولية للأعمدة و يتم تحديد مقاومة القص للجوائز و الأعمدة و الوصلات و مقاومة الأعمدة على الانعطاف بحيث تستطيع كافة هذه العناصر مقاومة العزوم اللدنة في الجوائز بالإضافة للأحمال الشاقولية المصعدة .

يبين الشكل (1-5) تفصيل تسليح الجوائز في الإطار الخاص المقاوم للعزوم و توزيع الأتاري و المسافات فيما بينها و أماكن تراكب التسليح [9].



الشكل (5-1) تفصيل تسليح الجائز في الإطار الخاص المقاوم للعزوم (SMRF)، [9]

• الإطارات متوسطة المقاومة للعزوم :

**Intermediate moment resisting frames , IMRF**

يجب أن لا تقل مقاومتها التصميمية للقص عن أي مما يلي :

○ القص  $v_e$  المرافق لتحمل هذه العناصر عند أطرافها إلى عزوم تساوي العزوم الاسمية التي يمكن أن تتحملها مضافاً إليها جبرياً القص الناتج عن تحمليها بالأحمال الشاقولية المصعدة (حالة الجوائز) موزعة بانتظام على كامل طولها و يحدد العزم الاسمي للجائز من طاقة تحمل مقطعه عندما يصل الإجهاد في فولاذ التسليح الطولي إلى حد السييلان مع أخذ عامل تخفيض المقاومة مساوياً للواحد . و يحدد أكبر قص تصميمي  $v_e$  من تطبيق العزمين مرة مع عقارب الساعة و مرة عكس ذلك . كما يحدد العزم الاسمي للعمود بحيث يترافق مع القوة المحورية المصعدة التي تسمح بتحمل المقطع أكبر عزم ممكن على أن لا يتجاوز الإجهاد في فولاذ التسليح حد السييلان مع أخذ معامل تخفيض المقاومة مساوياً للواحد .

○ القص الأعظمي : الناتج عن حالات تراكب الأحمال بما فيها تأثير الهزات الأرضية  $E$  و لكن مع أخذ قيمة  $E$  مساوية ضعف الأحمال الزلزالية المحددة بالكود.

• الإطارات العادية المقاومة للعزوم :

**Ordinary moment resisting frame , OMRF**

#### 1-4 هدف البحث :

يهدف هذا البحث إلى دراسة تأثير المتغيرات البعدية على قدرة تحمل جدار القص و على التشوه عند قاعدة الجدار عند تعرضة للأحمال الزلزالية ( أحمال ديناميكية )، تم في هذه الدراسة عمل نموذج عناصر منتهية لجدار قص باستخدام التحليل العددي للاستعانة بنظرية العناصر المحدودة (Finite Element Method) و اعتماد التحليل اللاخطي الذي يأخذ بعين الاعتبار لا خطية المادة (Materially non linear analysis - MNLA) بواسطة برنامج ABAQUS 6.5-1.

و تم دراسة تأثير تغير كل من شدة الهزة ، وجود الأعمدة المخفية ، نسبة تسليح الأعمدة المخفية و سماكة الأعمدة المخفية على قدرة تحمل جدار القص .

## الفصل الثاني

### الدراسة المرجعية

#### 1-2 مقدمة

يتناول هذا البحث دراسة تصميم جدران القص البيتونية المسلحة وفقاً للكود السوري و الكود الأوربي ، و سيتم استعراض طرق تصميم جدران القص وفقاً للكود الفرنسي الذي يفترض أن تشكل المفصل اللدن يتبع مفهوم " multifuse " ، ووفقاً لطريقة displacement based design (dbd) مع طريقة capacity design و ذلك لتخفيض كمية التسليح المطلوب باستخدام طريقة force – based design المستخدمة في الكود ASCE-7، و وفقاً للكود الأوربي الذي يفترض أن تشكل المفصل اللدن في جدار القص يتبع مفهوم "monofuse".

#### 2-2 تصميم جدران القص البيتونية المسلحة و فق الكود السوري : [14],[15]:

● **يعرف الكود السوري جدران القص :** إذا تعرض الجدار الخرساني لأحمال أفقية موازية لارتفاع القطاع العرضي للجدار (موازية لطول الجدار) بحيث كانت هذه الأحمال أساسية في تصميم الجدار ، سمي هذا الجدار جدار قص ، يمكن أن يتعرض جدار القص أيضاً لأحمال أفقية ثانوية موازية لسمك القطاع العرضي للجدار ، تصمم جدران القص للإجهادات الناتجة من تأثير عزم الانعطاف و القوى الشاقولية و يستعمل فيها أعمدة مخفية عند النهايات، إن القوى التي يتعرض لها جدار القص هي القوى الأفقية ضمن مستوى الجدار و التي تسبب في الجدار قوى قاصة وعزوم انحناء ، إضافة إلى ما ينتج عن الأحمال الشاقولية .

● **يعرف ملحق الكود السوري بالمطاوعة:** هي القابلية للتشوه بعد الحد المرن دون حصول نقص خطير في المقاومة أو في سعة تبديد الطاقة.

#### ● **يحدد ملحق الكود السوري الاشتراطات البعدية لجدران القص:**

- ١ - يجب أن لا يقل سمك جدران القص في المباني عن 150mm.
- ٢ - المبني المؤلف من طابق فقط يمكن الاكتفاء بالسماكة 150mm على كامل ارتفاع المبني .
- ٣ - إذا كان المبني مؤلف من عدة طوابق فيكون السمك الأدنى لجدران القص كمايلي:  
- 150 mm لأعلى 5 أمتار من الارتفاع .

- 50mm تزداد لكل 20m من الارتفاعات التالية للخمسة أمتار السابقة أو جزء منها باتجاه الأسفل.

- ٤ - لا يقل سمك جدران القص من الخرسانة المسلحة ع1/25 من الطول الفعال للتحنيب
- ٥ - لا يزيد التباعد بين جدران القص المتجاورة في الاتجاه الواحد على 15m و لا على مثلي البعد الأدنى لمسقط السقف الواقع بين الجدارين و لا يقل عدد جدران القص في كل اتجاه عن جدارين غير واقعين على خط مستقيم واحد .

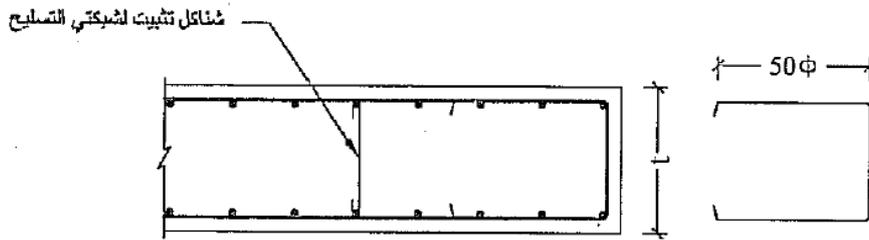
#### • كما يحدد الكود السوري اشتراطات التسليح :

تصمم جدران القص للإجهادات الناتجة عن تأثير عزم الانعطاف و القوى الشاقولية و يستعمل فيها أعمدة مخفية عند النهايات .

- ١ - لا تقل مساحة التسليح الدنيا من جدران القص التي تتعرض إلى ضغط بلامرركزية صغيرة في حالة الحد الأقصى في كل من الاتجاهين الأفقي و الرأسي عن  $0.0025A'_c$  لفولاذ التسليح العادي المقاومة و عن  $0.002A'_c$  للفولاذ العالي المقاومة حيث  $A'_c$  و مساحة مقطع الجدار الخرساني في الاتجاه المدروس و ذلك عندما لا تزيد القوة الحديدية المعرض لها الجدار عن نصف القوة المحورية العظمى  $NU$  التي يستطيع الجدار تحملها.
- ٢ - تزداد مساحة التسليح الدنيا الرأسية فقط بشكل خطي إلى أن تصل إلى  $0.006A'_c$  من المقطع الفعلي للجدار و ذلك عندما تصل القوة الحديدية القصوى المعرض لها الجدار إلى القوة العظمى  $NU$  في الحالات التي يكون فيها الجدار معرضاً لضغط بلامرركزية صغيرة في حالة الحد الأقصى.
- ٣ - يرتب تسليح جدار القص على شبكتين مع سطحي الجدار تتوضع على مسافة لا تقل عن 20mm من سطحي الجدار الخارجي .
- ٤ - لا يقل القطر الأدنى ل قضبان التسليح المستخدمة عن 10mm للتسليح الرأسي و عن 6mm للتسليح الأفقي .
- ٥ - لا يزيد التباعد بين قضبان التسليح الرأسي عن 200mm أو ضعف سماكة الجدار (أيهما أقل) و لا يزيد التباعد بين القضبان الأفقية عن 300mm أو على 15 مرة قطر أصغر قطر للتسليح الرأسي عندما تزيد قوة الضغط القصوى المطبقة على الجدار على نصف مقاومة الضغط القصوى للجدار .

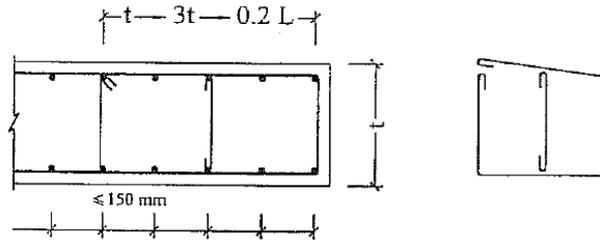
٦ إذا كان الجدار في حالة الحد الأقصى معرضاً إلى ضغط بلامرركزية صغيرة أي أن كامل مقطعه يتعرض لإجهادات ضغط أو الجزء الأكبر منه فيمكن تمييز الحالتين التاليتين :

**الحالة الأولى:** لا تتجاوز قوة الضغط في حالة الحد الأقصى في المقطع الحرج لجدار القص  $1/2$  المقاومة القصوى في الضغط لهذا الجدار ، يمكن في هذه الحالة الاستغناء عن وضع أعمدة مخفية في نهايات الجدار و يكتفى بتسليح الجدار كما ورد أعلاه مع إضافة أثار مفتوحة على شكل  $\supset$  لا يقل قطرها عن 8mm و بذات تباعد التسليح الأفقي للجدران مهمتها تثبيت شبكتي التسليح للجدار في مواضعها كما هو مبين في الشكل (1-2) .



الشكل (1-2) مقطع أفقي في جدار قص يتعرض لحمولة شاقولية لا تتعدى قيمته نصف المقاومة القصوى للجدار ، [15].

**الحالة الثانية:** تتجاوز قوة الضغط في حالة الحد الأقصى في المقطع الحرج لجدار القص  $1/2$  المقاومة القصوى في الضغط لهذا الجدار ، توضع في هذه الحالة أعمدة مخفية عند نهايات الجدار سماكتها  $t$  و طول مقطوعها  $2t$  كحد أدنى و بطول أعظمي  $0.2l$  (  $l$  = طول الجدار) و يستعمل في هذه الأعمدة تسليح طولي لا تقل مساحته عن 1% و يوزع بانتظام ، و يستعمل تسليح عرضي ملائم وفق الاشتراطات المطلوبة في التسليح العرضي للأعمدة في الكود كما هو مبين في الشكل (2-2) .



الشكل (2-2) مقطع أفقي في جدار قص يتعرض لحمولة شاقولية تتعدى قيمته نصف المقاومة القصوى للجدار ، [15].

٧ إذا كان الجدار في حالة الحد الأقصى معرضاً إلى ضغط بلامرركزية كبيرة يحسب التسليح اللازم للشد و يركز في عمود مخفي سماكته  $t$  و طول مقطعه  $2t$  (على الأقل) عند كل من نهايتي الجدار ، أما بقية مقطع الجدار فيسلح إنشائياً كما ورد سابقاً .

و في كل الحالات يجب أن لا تزيد نسبة التسليح في الأعمدة المخفية %2.5.

٨ يجب أن لا تقل أطوال التماسك بين قضبان التسليح في جدران القص على خمسين مرة قطر التسليح المستعمل .

### 3-2 تصميم جدران القص البيتونية المسلحة وفق الكود الأوربي [3], [6]:

يوجد في الكود الأوربي 3 أصناف لتخميد الطاقة :

١ لتصنف المنخفض المطاوعة (Ductility class low : DCL) :

لا يوجد مطاوعة هستيرية يتم مقاومة الحمولات الزلزالية بتقوية المنشآت و ليس بزيادة مطاوعتها.

٢ لتصنف المتوسط المطاوعة (Ductility class Medium : DCM) :

يسمح فيه بمستويات عالية من اللدونة و يفرض عليه متطلبات و اشتراطات تصميمية .

٣ لتصنف العالي المطاوعة (Ductility class high : DCH) :

يسمح فيه بلدونة عالية مرافقة لتصميم معقد و متطلبات تفصيلية .

ويصنف الكود الأوربي المنشآت البيتونية للأشكال التالية :

١ التجمال الإطارية (إطارات في الاتجاهين الطولي و العرضي).

٢ التجمال المختلطة (جدران قص + إطارات + نواة حاملة).

٣ جملة الجدران المطاوعة .

٤ أنظمة الجدران الكبيرة و المنخفضة التسليح .

٥ التماس المقلوب .

٦ أنظمة الفتل المرن .

وفقاً للكود الأوربي هناك متطلبين أساسيين للأداء الزلزالي :

#### ١ - عدم الانهيار **No collapse** :

يفترض بأن المنشأ يحتفظ بكامل طاقة التحمل الشاقولية بعد الزلزال مع فترة تكرار موصى بها ل 475 سنة ، تعطى لفترات تكرار كبيرة للمنشآت الخاصة كالمستشفيات أو المنشآت البيتروكيمياوية عالية الخطورة ، بعد الزلزال يجب أن يكون هناك مقاومة متبقية و صلابة كافية للحفاظ على حياة السكان حتى خلال الهزات العنيفة .

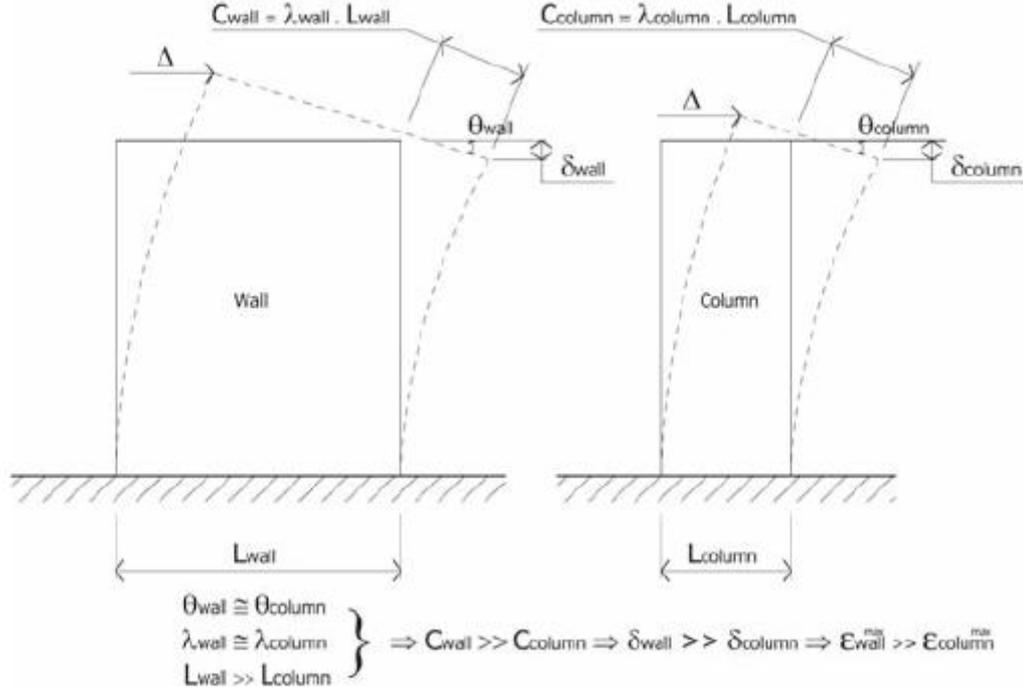
#### ٢ - الحد من الضرر **Limit damage** :

و الذي يتطلب بأن لا تكون كلفة الضرر و الحد منها عالية بشكل غير متكافئ مقارنة مع الكلفة الكلية للمنشأ بعد الزلزال بفترة عودة (للمنشآت العادية) 95 سنة .

#### ■ جدران القص وفق الكود الأوربي [6] :

إن أفضل أداء زلزالي لجدران القص هو أن يتصرف كظفر شاقولي يسمح بتشكيل مفصل لدن واحد عند القاعدة ، و إن تشكل هذا المفصل اللدن يفسر كالتالي :

يتوجب على الجدران و الإطارات أن تقاوم الإزاحات تنفس ها عند المستويات الطابقية ، و بالتالي يتوجب على الجدران و الإطارات أن تقاوم الانحناء (curvature) نفسه و كما هو موضح في الشكل (2-3) فإن ذلك يسبب تشوهات محورية كبيرة لمقطع الجدار بسبب الأبعاد الكبيرة لمقطعها العرضي ، بالإضافة لتجنب الطابق اللين فإن هناك فائدة أخرى من الحفاظ على السلوك المرن لبقية أجزاء الجدار و ذلك بمنع تشكل مفاصل لدنة في الجدار عند مستويات الطوابق العليا ، إن الجزء المرن فوق المفصل اللدن عند القاعدة يحافظ نسبياً على إزاحة طابقية واحدة على ارتفاع المبنى و هو ما يقلل من المطاوعة المحلية المطلوبة و يقلل من الأضرار الغير إنشائية للمطاوعة نفسها العامة للمنشأ .



الشكل (2-3) عدم تجنب المفاصل اللدنة , [6]

لكي يتصرف الجدار كظفر شاقولي فإن طول مقطعه العرضي يجب أن يكون أكبر بشكل واضح من ارتفاع الجائز المرتبط معه بالمستوي و لهذا السبب فإن (Fardis et al.(2005) يوصي بقيمة أصغرية لطول الجدار  $L_w = 1.5m$  للأبنية المنخفضة الارتفاع و  $L_w = 2m$  للأبنية متوسطة إلى عالية الارتفاع .

إن السلوك الغير خطي للجدار البيتوني المسلح يتم التحكم به عن طريق المفصل اللدن الوحيد المتشكل عند قاعدته ، هذا المقطع يصمم على الانعطاف لعزوم الانحناء الناتجة من التحليل الزلزالي التصميمي .

- 4 **جدران القص** : تعرف بأنها عناصر شاقولية بحيث أن أحد أبعاد المقطع العرضي أكبر ب مرات على الأقل من البعد الآخر ، و يتم مقاومة الانحناء (الانعطاف) عن طريق عناصر محيطية (boundary elements) .

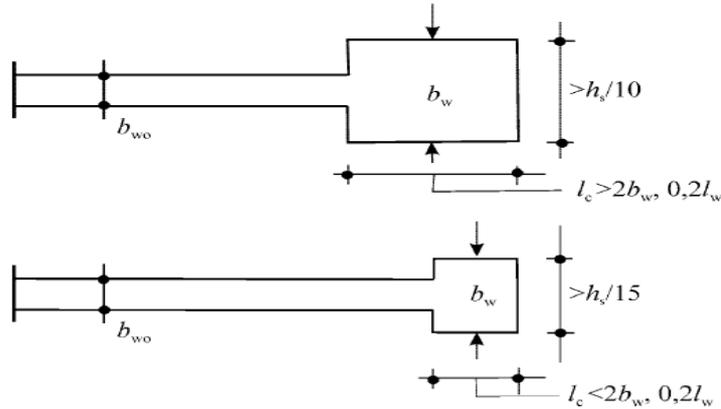
تحدد سماكة جسد جدران القص وفقاً لل EC8 كما يلي :

$$b_{w0} \geq \max\{0,15, h_s/20\} \quad (2-2)$$

$b_{w0}$  سماكة جسد جدار القص

$h_s$  الارتفاع الطبقي الصافي

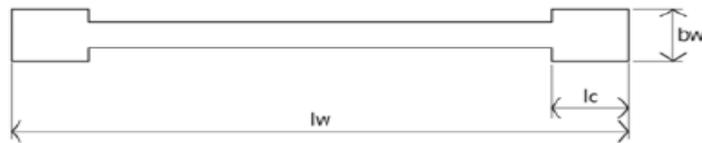
تحدد سماكة العناصر المحيطة  $b_w$  كما في الأشكال (4-2) ، (5-2) :



الشكل (4-2) سماكة العمود المخفي ، [3]

عرض العمود المخفي  $l_c$

طول جدار القص  $L_w$



Wall Cross Section

$$l_c \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2b_w \\ 0.2l_w \end{array} \right\} \Rightarrow b_w \geq \frac{h_s}{15}$$

$$l_c > \max \left\{ \begin{array}{l} 2b_w \\ 0.2l_w \end{array} \right\} \Rightarrow b_w \geq \frac{h_s}{10}$$

الشكل (5-2) السماكة الأصغرية للعمود المخفي, [6]

ليس من الضروري تصميم العناصر المحيطة ( boundary elements ) على المطاوعة إذا كانت قوة الضغط المحورية النسبية (  $v_d \leq 0.2$  ) ، أما إذا كان (  $0.2 < v_d$  ) فإن مطاوعة المفصل اللدن للجدار المستطيل يتحقق عن طريق عناصر محيطة كالتالي :

١ - ارتفاع العناصر المحيطة ( المنطقة الحرجة )  $h_{cr}$  :

$$h_{cr} = \max\{l_w, h_w/6\} \quad (2-3)$$

$L_w$  طول مقطع جدار القص

$h_w$  ارتفاع جدار القص .

لكن  $h_{cr}$  يجب أن لا يتجاوز : العلاقة (2-4) :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s & \text{for } n \leq 6 \text{ storeys} \\ 2h_s & \text{for } n \geq 7 \text{ storeys} \end{cases}$$

.  $h_s$  الارتفاع الطابقي الصافي .

.  $n$  عدد الطوابق .

٢ طول العناصر المحيطة :

العناصر المحيطة المحصورة يجب أن تمتد إلى المقطع الذي يتجاوز فيه محور التشوهات للبيتون غير المحصور قيمة التشوه  $\epsilon_{cu2} = 3.5\%$  ، لذلك تمتد المقاطع المستطيلة على الأقل لمسافة من مركز الأساور وبالاجاه المضغوط كما هو موضح في الشكل (2-7):

$$x_u(1 - \epsilon_{cu2}/\epsilon_{cu2,c}) \quad (2-5)$$

.  $x_u$  عمق المنطقة المضغوطة .

.  $\epsilon_{cu2,c}$  التشوه الأعظمي للبيتون المحصور .

.  $\epsilon_{cu2}$  التشوه الأعظمي للبيتون غير المحصور .

إن قيم  $x_u$  و  $\epsilon_{cu2,c}$  تحسب كمايلي :

$$x_u = (v_d + \omega_v)L_w \cdot b_c / b_0 \quad (2-6)$$

$$\epsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1\alpha\omega_{wd} \quad (2-7)$$

$$\omega_v = (A_{sv}/h_c b_c) f_{yd} / f_{cd} \quad (2-8)$$

.  $b_c$  عرض العناصر المحصورة .

.  $b_0$  عرض العناصر المحصورة مقاساً من مركز الأساور .

.  $h_c$  طول للعناصر المحصورة .

.  $A_{sv}$  كمية التسليح الشاقولي في جسد الجدار .

.  $v_d$  قوة الضغط المحورية النسبية .

.  $\omega_v$  النسبة الميكانيكية للتسليح الشاقولي لجسد الجدار .

.  $\omega_{wd}$  النسبة الحجمية الميكانيكية للتسليح المحصور (العناصر المحيطة).

.  $\alpha$  معامل فعالية التسليح المحصور .

.  $f_{yd}$  إجهاد السيلان التصميمي .

.  $f_{cd}$  القيمة التصميمية لمقاومة البيتون على الضغط .

حيث تحسب  $v_d$  من العلاقة التالية :

$$v_d = NEd / A_c f_{cd} \leq 0.4 \quad \text{for DCM} \quad (2-9)$$

$$v_d = NEd / A_c f_{cd} \leq 0.35 \quad \text{for DCH} \quad (2-10)$$

$NEd$  قوة الضغط المحورية التصميمية التي نحصل عليها من التحليل الزلزالي .

$A_c$  مساحة مقطع الجدار .

$f_{cd}$  القيمة التصميمية لمقاومة البيتون على الضغط

و تحسب  $\alpha \omega_{wd}$  كمايلي :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} (b_c / b_0) - 0.035 \quad (2-11)$$

$\varepsilon_{sy,d}$  القيمة التصميمية لتشوه التسليح عند السيلان .

$\mu_{\phi}$  مطاوعة الانحناء المحلية .

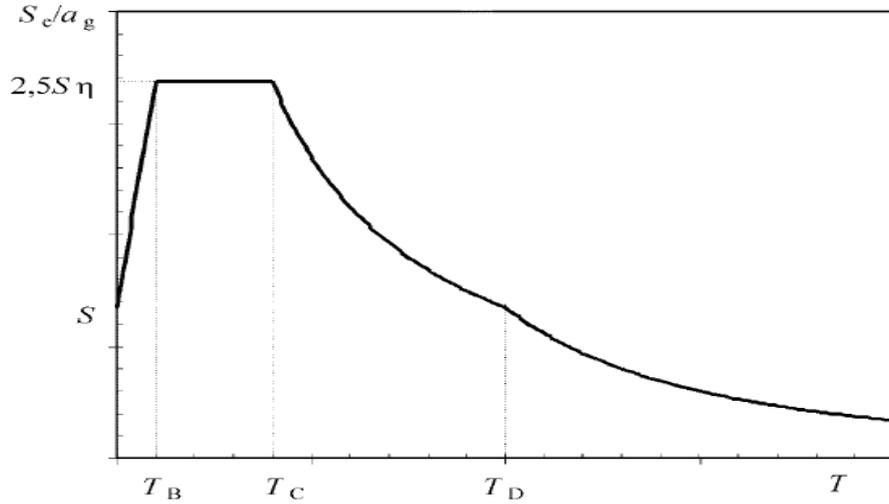
$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 \quad \text{if } T_1 \geq T_c \quad (2-12)$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)T_1 / T_c \quad \text{if } T_1 < T_c \quad (2-13)$$

$T_1$  الدور الأساسي للمبنى .

$T_c$  فترة الاهتزاز عند النهاية العلوية للتسارع الثابت لطيف الاستجابة الموضح بالشكل ( 2- )

(6)



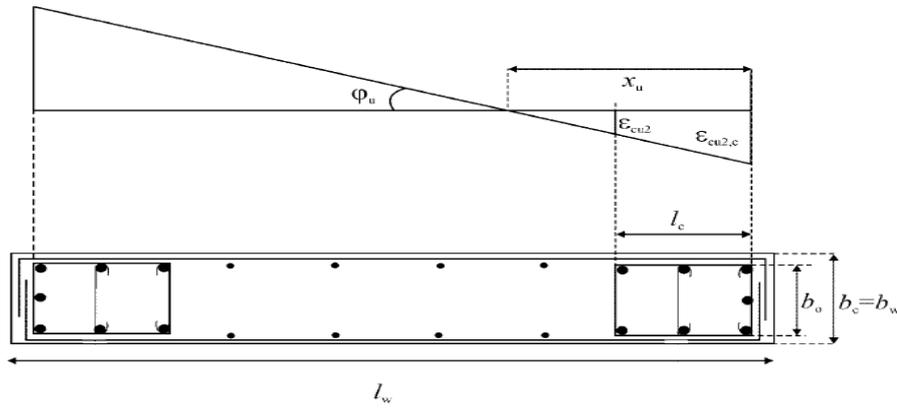
الشكل (2-6) طيف الاستجابة المرن [3]

$q_0$  معامل السلوك الأساسي ويؤخذ من الجدول (2-1) :

الجدول (1-2) معامل السلوك الأساسي  $q_0$ ، [6]

Structural type	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3.0\alpha_p/\alpha_1$	$4.5\alpha_p/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3.0	$4.0\alpha_p/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2.0	3.0
Inverted pendulum system	1.5	2.0

يحدد ال EC8 طول العناصر المحيطة بأن لا يكون أقل من  $0.15L_w$  أو  $1.5b_w$  حيث  $b_w$  عرض الجدار ، يوضح الشكل (7-2) أبعاد العمود المخفي .



الشكل (7-2) أبعاد العمود المخفي ، [3]

٣ كمية التسليح المحصور : يحسب من النسبة الحجمية الميكانيكية للتسليح المحصور  $\omega_{wd}$  و التي تحسب وفقاً للعلاقة (2-16)  $\alpha\omega_{wd}$  وتصمم العناصر المحيطة كتصميم الأعمدة وفقاً لل EC8 :

حيث تحسب  $\omega_v$  من العلاقة التالية :

$$\omega_v = \rho_v \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (2-14)$$

$$\omega_v = (A_{sv}/h_c \cdot b_c)(f_{yd}/f_{cd}) \quad (2-15)$$

$f_{yd}$  إجهاد السيلان التصميمي .

$A_{sv}$  التسليح الشاقولي للعناصر المحيطة .

ويتم التحقق من قيمة  $\omega_{wd}$  من العلاقة :

$$\alpha\omega_{wd} = (f_{cd} * \text{حجم النواة البيتونية}) / (f_{yd} * \text{حجم الأساور المحصورة}) \quad (2-16)$$

بحيث أن قيمة  $\omega_{wd}$  المحسوبة من العلاقة (2-16) تحقق :

$$\omega_{wd} \geq 0.08 \quad \text{for DCM} \quad (2-17)$$

$$\omega_{wd} \geq 0.12 \quad \text{for DCH} \quad (2-18)$$

٤ و وفقاً للـ EC8 إن نسبة التسليح الطولي في العناصر المحيطة يجب أن لا تكون أقل من 0.005.

#### 2-4-4- الدراسات التجريبية:

#### 2-4-2"التصميم الزلزالي ، اختبار و تحليل أبنية الجدران البيتونية المسلحة" [10] :

قام الباحث (MariosPanagiotou,2008) بدراسة جدار بيتوني مسلح ل 7 طوابق بمقياس كامل حيث اختبر في George E. Brown Jr. Network على طاولة الاهتزاز في جامعة كاليفورنيا في San Diego ، تم اختبار الجدار على مرحلتين في المرحلة الأولى يقاوم القوى الجانبية جدار بمقطع مستطيل و في المرحلة الثانية يقاوم القوى الجانبية جدار بمقطع حيث تم إضافة جناح لجسد الجدار و الهدف الأساسي لهذه المرحلة هي معرفة تأثير الجناح الذي لم يكن موجوداً في المرحلة الأولى ، الجدار مصمم لموقع في لوس أنجلوس بحيث يتبع طريقة التصميم displacement based - مع طريقة التصميم على الاستطاعة capacity design ، اختبر على سجلات زمنية زلزالية مسجلة في شمال كاليفورنيا بحيث يتضمن سجل near - field الذي سجل في محطة Sylmar خلال العام 1994 لزلزال northbridge.

استخدمت طريقة displacement - based design (dbd) مع طريقة capacity design و ذلك لتخفيض كمية التسليح المطلوب باستخدام طريقة force - based design المستخدمة في الكود ASCE-7 ، طريقة capacity design تسمح في التحكم في ميكانيزم التشوه اللامرور في طريقة dbd تكون الاستجابة غير خطية مع تشكل مفصل لدن عند قاعدة الجدار و تحقق مستوى الأداء الإشغال الفوري و منع الانهيار.

يبين الشكل (2-8) أن سلوك المفصل اللدن يرتبط بالعلاقة بين القوة و التشوه لمقطع العنصر المدروس حيث تمثل النقاط ، [13] :

١ . A تمثل نقطة البدء .

٢ . B بداية التلدن و تشكل المفصل اللدن .

٣ . C القدرة العظمى .

٤ . D القدرة المتبقية .

٥. E حالة الانهيار .

أما النقاط الوسطية تمثل مستويات الأداء :

١. Immediate occupancy (IO) مستوى الإشغال الفوري و تبقى فيه الجملة

المقاومة للأحمال الجانبية محتفظة بمقاومتها و صلابتها .

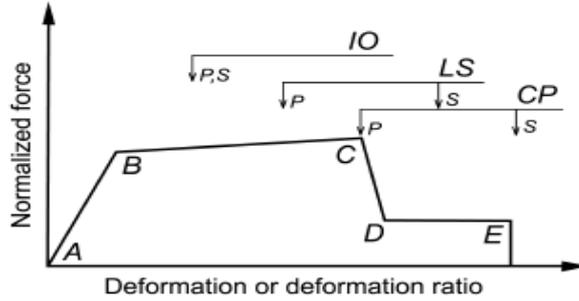
٢. Life safety (LS) مستوى أمان الحياة تفقد الجملة المقاومة للأحمال الجانبية جزءاً

من صلابتها .

٣. Collapse Prevention (CP) مستوى منع الانهيار و يحدث أضرار إنشائية هامة

في الجملة المقاومة للأحمال الجانبية .

عند تحميل المقطع تبقى العلاقة خطية (مرنة) من نقطة البدء A حتى نقطة الخضوع B وبعدها يبدأ تشكل المفاصل اللدنة في منتصف المقطع و تزداد طاقة تحمل العنصر نتيجة التشوهية حتى النقطة C التي تمثل طاقة التحمل العظمى و بعدها تتخضع مقاومة العنصر حتى تصل إلى النقطة D ومن ثم يفقد العنصر جزءاً كبيراً من صلابته حتى مرحلة الانهيار عند النقطة E .

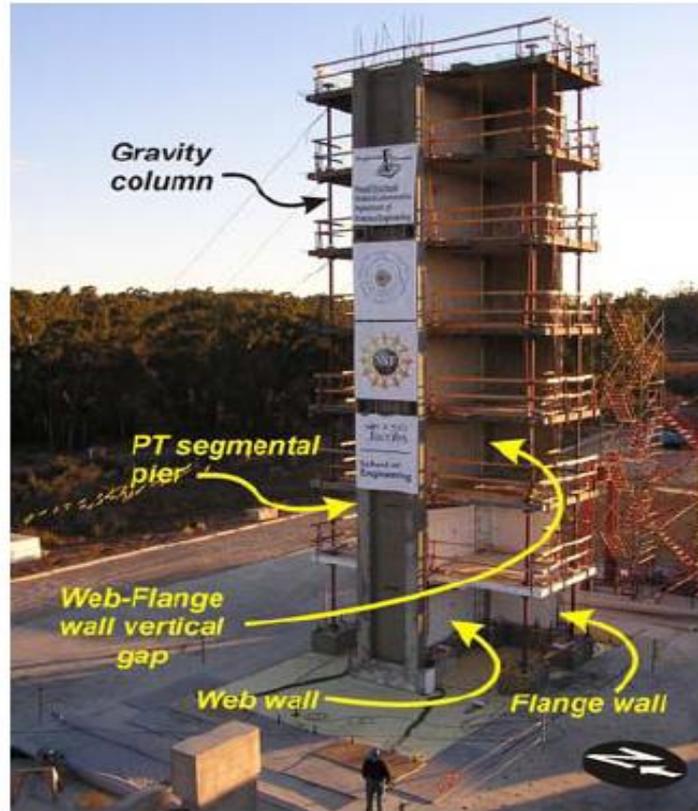


(8-2) : مستويات الأداء ، [2]

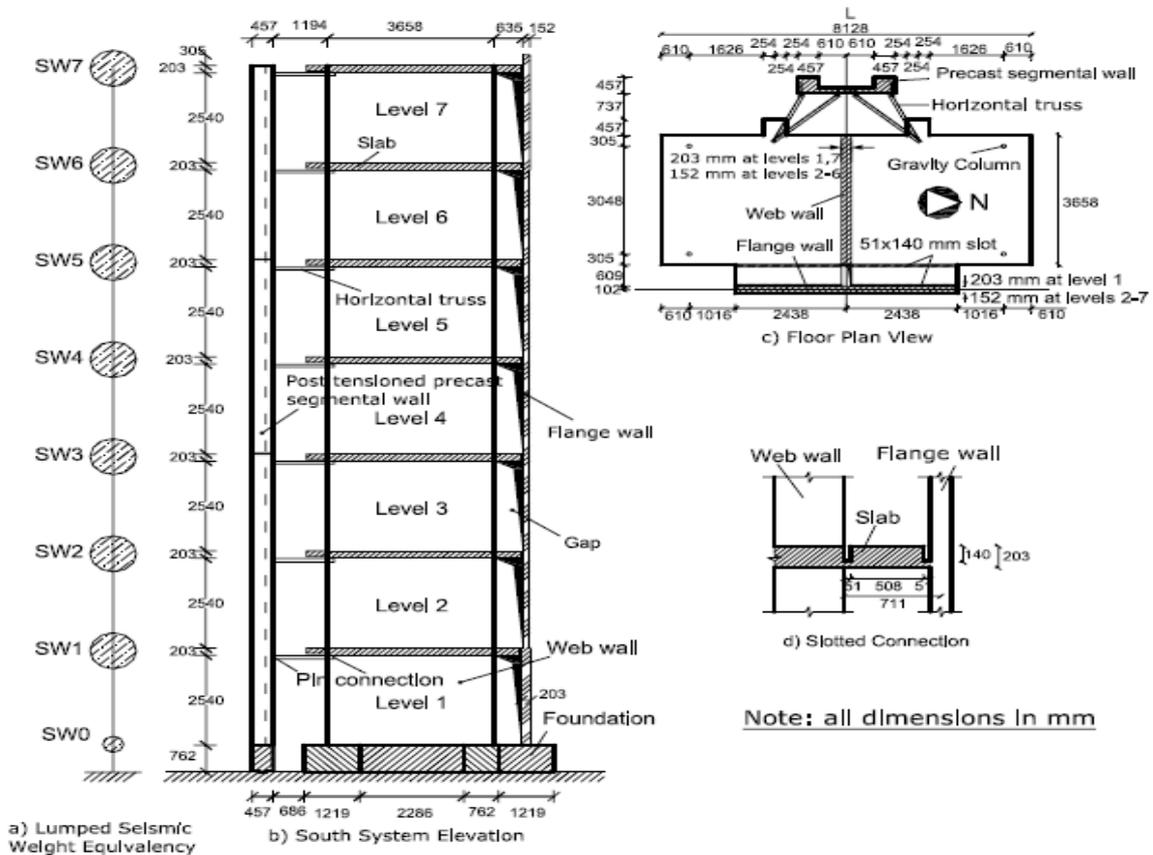
الشكل )

المرحلة الأولى :

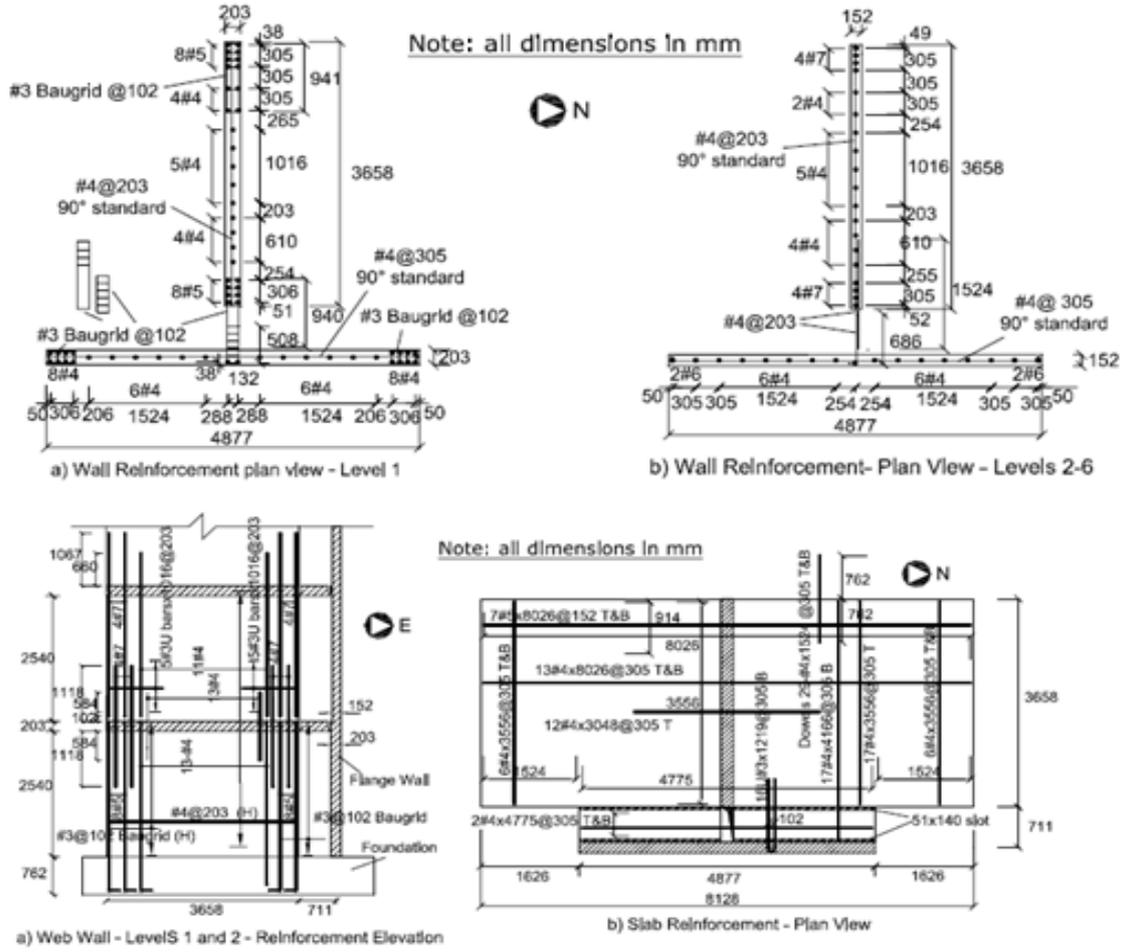
توضح الأشكال (9-2) ، (10-2) ، مكونات و أبعاد النموذج المستخدم، مقاومة القوى الجانبية تؤمن بجدار بطول 3.66 m بمقطع مستطيل سمي جسد الجدار (يؤمن التوازن الجانبي و التوازن على الفتل) بسماكة 0.2 m عند المستويات 1 و 7 و 0.15 m لباقي الطوابق ، الجناح الشرقي سمي جناح الجدار و هو بطول 4.87 m وسماكة 0.2 m عند مستوي الطابق الأول و بسماكة 0.15 m لبقية الطوابق ، الجسد يؤمن مقاومة القوى الجانبية باتجاه شرق غرب لاتجاه التحميل و يدعم 7 بلاطات بسماكة 0.2m وبتباعد 2.74m و يوضح الشكل ( 2-11) تفاصيل تسليح البلاطة و الجدار .



الشكل (9-2) النموذج المستخدم ، [10]

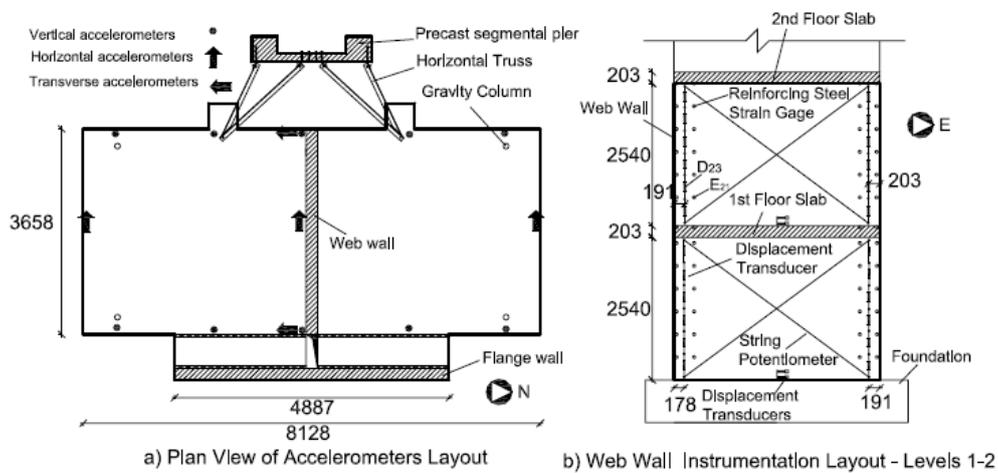


الشكل (10-2) المكونات الأساسية للجدار ، [10]



الشكل (11-2) تفاصيل تسليح البلاطة والجدار ، [10]

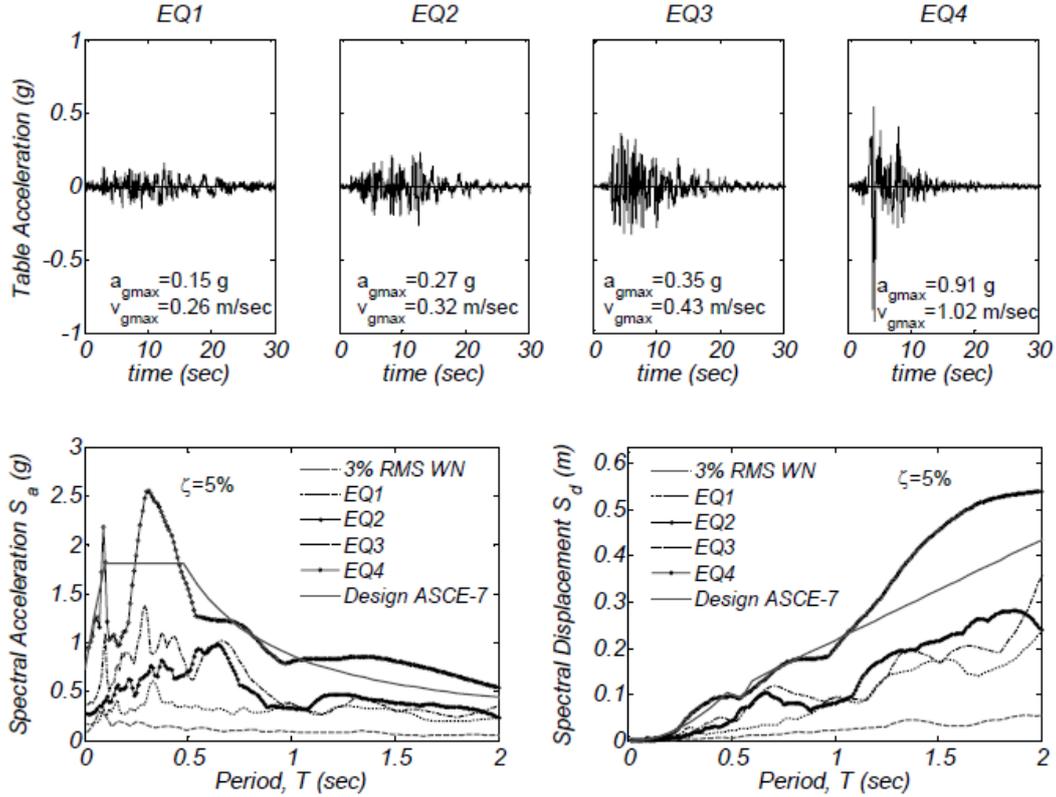
الشكل (a-12-2) يوضح المسرعات عند مستوي الطابق الأخير و الشكل (b-12-2) يوضح أجهزة قياس التشوهات المثبتة على قضبان التسليح عند مستوي الطوابق 1 , 2 على جسد الجدار



الشكل (12-2) المسرعات و أجهزة قياس التشوهات ، [10]

## مواصفات المواد :

المقاومة المميزة للبيتون على الضغط 27.6 Mpa، الحديد Grade 60 وذلك وفق ASTM A615،  
 إجهاد سيلان التسليح 455 Mpa ، إجهاد سيلان الحديد الملحوم المحصور 518 Mpa.  
 يستند الجدار على طاولة اهتزاز تخضع لسلسلة من السجلات الزمنية حيث يوضح الشكل (2-13)  
 السجلات المدخلة و طيف الاستجابة (التخميد 5%).



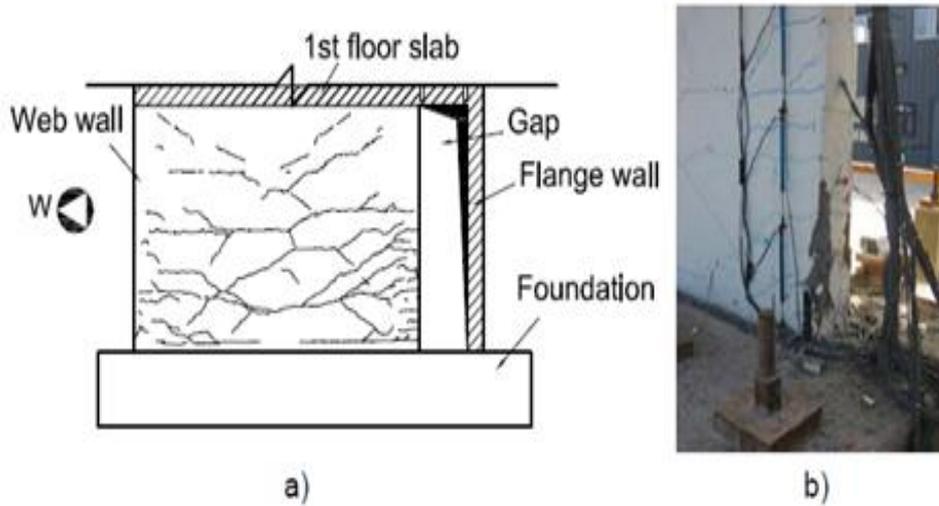
الشكل (2-13) السجل الزمني للتسارعات المدخلة و طيف الاستجابة ، [10]

لوحظ أن الاستجابة غير خطية بشكل ضئيل بالنسبة ل EQ1 و غير خطية بشكل كبير للحركات  
 EQ2 ، EQ3 ، EQ4 و يوضح الجدول (2-2) القيم الأعظمية لمتغيرات الاستجابة المقاسة في  
 الاختبارات :

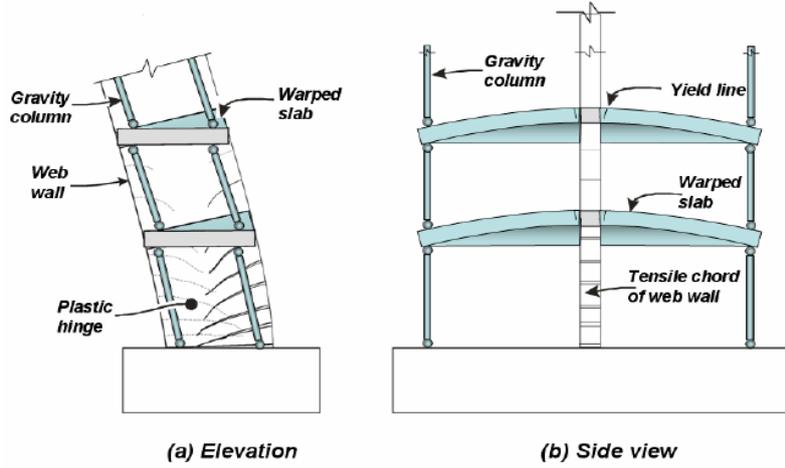
الجدول (2-2) القيم الأعظمية لمتغيرات الاستجابة المقاسة لمرحلة الأولى لاختبار [10] Panagiotou

	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4
Roof Relative Lateral Displacement (m)	0.05	0.14	0.16	0.40
Roof Drift Ratio (%)	0.28	0.75	0.83	2.06
Interstory Drift Ratio (%)	0.35	0.89	1.03	2.36
System Base Moment (kN-m)	5368	8351	8353	11495
System Base Shear Force (kN)	420	632	704	1225
Roof Acceleration (g)	0.43	0.61	0.75	1.10
Peak Ground Acceleration (g)	0.15	0.27	0.35	0.91
Roof / Peak Ground Acceleration	2.81	2.27	2.11	1.21
Longitudinal Bar Tensile Strain (%)	0.61	1.73	1.78	2.85
Concrete Compressive Strain (%)	-0.07	-0.17	-0.18	-0.39
Web Wall Base Curvature x Wall Length	0.0020	0.0107	0.0114	0.0282
Tensile Chord Growth (mm)	7.2	24.6	27.5	64.8
Compressive Chord Shortening (mm) (190mm from web wall end)	-7.2	-9.9	-6.5	-10.4
Joint Shear (Sliding) deformations (mm)	0.1	0.4	0.5	2.5
Strain Rates (m/m/secx100)	3.7	39.7	6.3	19.7

يبين الشكل (a-14-2) التشققات القطرية المتشكلة عند مستوي الطابق الأول لجسد الجدار، كما يبين الشكل (b-14-2) تمزق بيتون التغطية عند قاعدة جسد الجدار و الشكل ( 2-15) يبين تشكل المفصل اللدن عند مستوي الطابق الأول بعد الاختبار EQ4 .

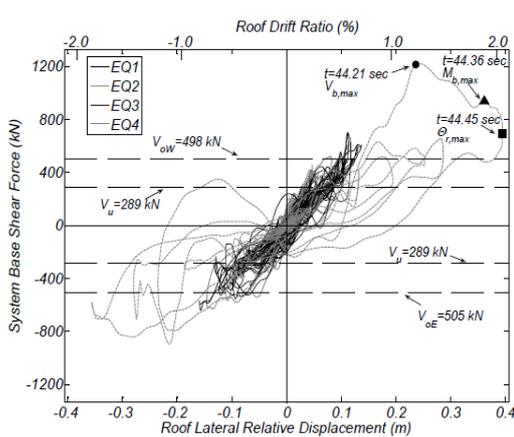


الشكل (14-2) التشققات المتشكلة عند نهاية الاختبار ، [10]

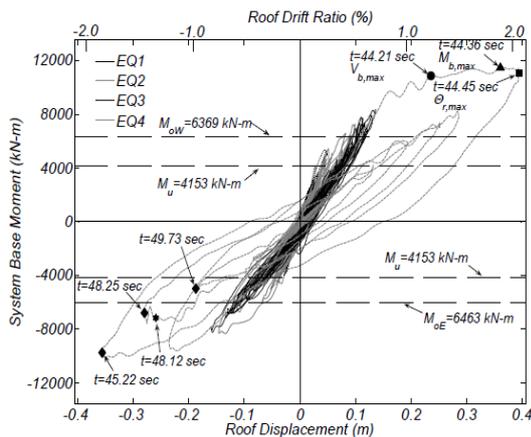


الشكل (15-2) تشكل المفصل اللدن، [10]

يوضح المخطط ( 2-16) الاستجابة الهستيرية للعزم القاعدي المقابل للإزاحة الطابقية، و العزم التصميمي لجسد الجدار  $M_u$  و مقاومة الانعطاف النظرية للجدار باتجاه شرق  $MoE$  و الاتجاه غرب  $MoW$  كما يوضح المخطط ( 2-17) الاستجابة الهستيرية للقصر القاعدي المقابل للإزاحة الجانبية النسبية و القصر القاعدي التصميمي  $V_u$  والقصر القاعدي باتجاه شرق  $VoE$  و اتجاه غرب  $VOW$  و ذلك للاختبارات من EQ1 إلى EQ4 ، و نلاحظ من المخططات مقاومة زائدة واضحة حيث أن الزيادة في العزم القاعدي سببت زيادة في القصر القاعدي المطلوب للجدار ، وبالتالي فإن طريقة التصميم المشتركة لل dbd مع التصميم على الاستطاعة ( capacity design ) أدت إلى تخفيض كمية التسليح المطلوب باستخدام طريقة ( force – based design ) المستخدمة في الكود ASCE-7 .



الشكل (2-17) : الإزاحة النسبية - القصر [10]



الشكل (2-16) : الإزاحة - العزم القاعدي [10]

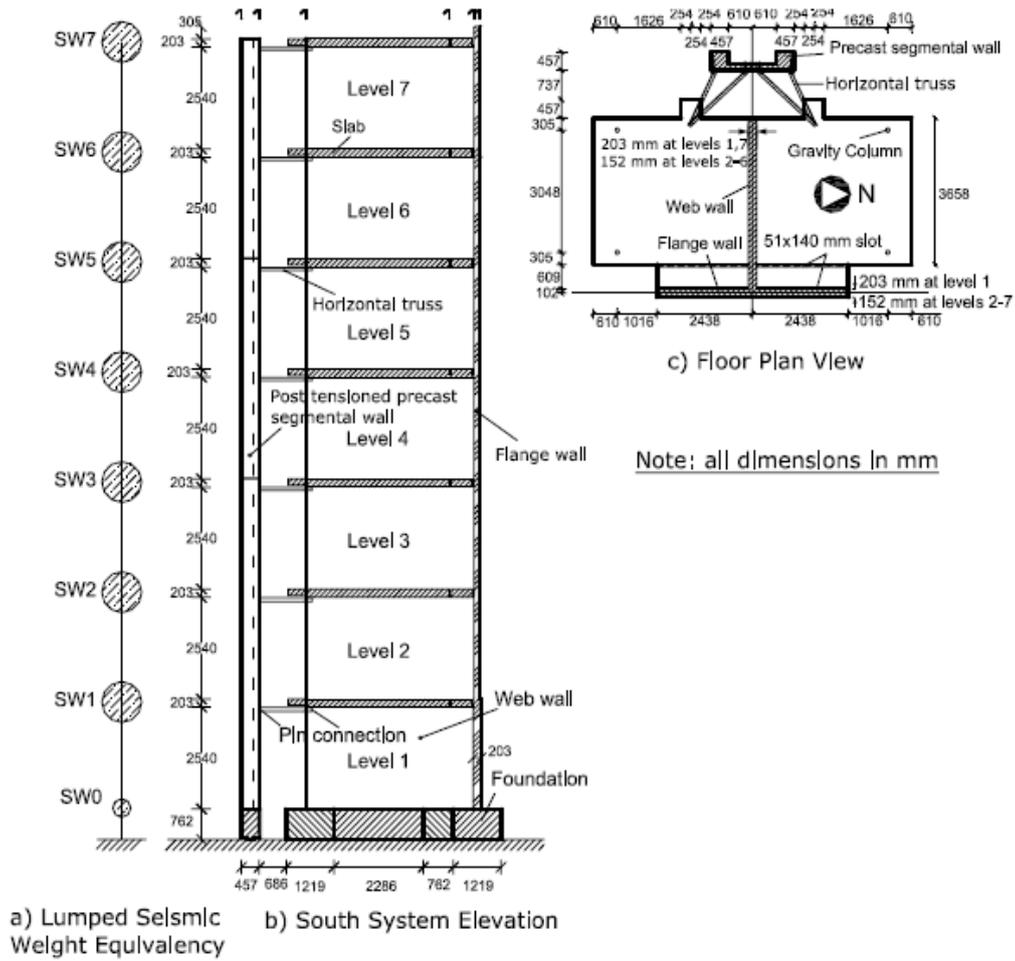
## المرحلة الثانية :

بهذه المرحلة العنصر المقاوم للقوى الجانبية الأساسية هي جدار بمقطع T مع كمية متوسطة من التسليح الطولي و الهدف الأساس لهذه المرحلة هي اختبار تأثير الأجنحة التي لم تكن موجودة في المرحلة الأولى ( غير متصلة مع جسد الجدار ) حيث سيتم التركيز على التأثير المشترك للجدار مع الأجنحة.

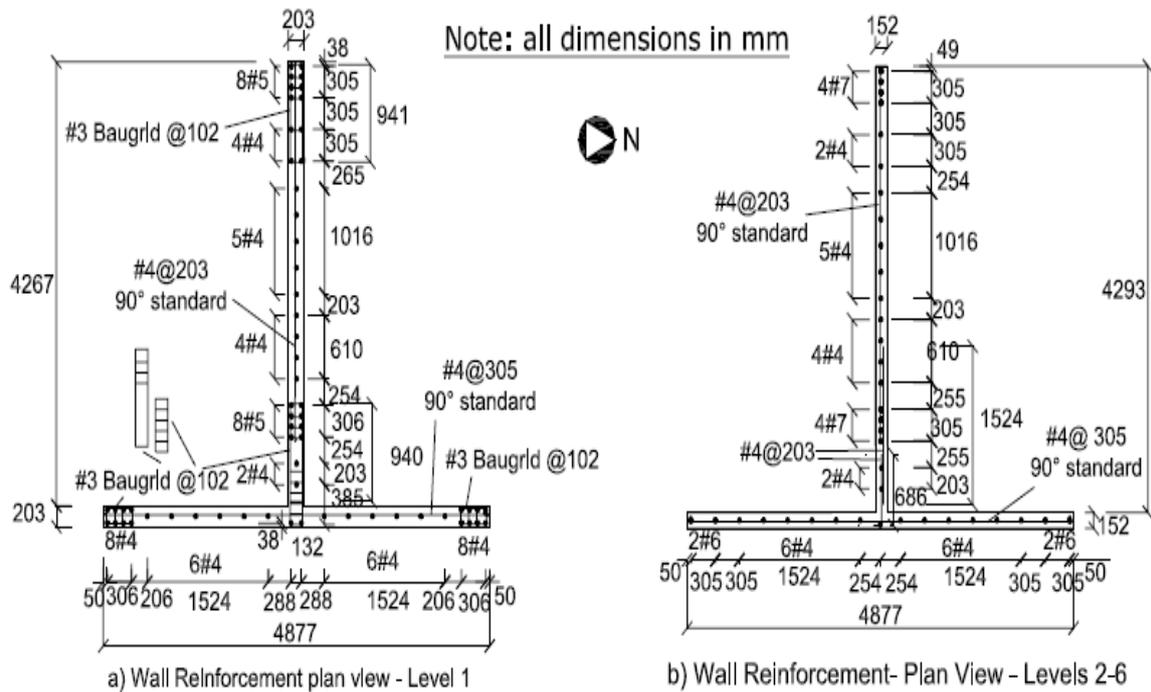
توضح الأشكال (18-2) النموذج المستخدم للتجربة ، (19-2) الأبعاد الأساسية للنموذج ، (20) ، (21-2) تفاصيل التسليح لجسد و بلاطة الجدار ، جناح الجدار بطول 4.26 m وسماكة 0.2 m عند المستوي الأول وبسماكة 0.15 m لبقية الطوابق ، الجدار يدعم 7 بلاطات بسماكة 0.2 m و بتباعد 2.74 m. يبين الشكل (22-2) السجلات الزمنية المطبقة.



الشكل (18-2) الشكل العام للمبنى المختبر ، [10]

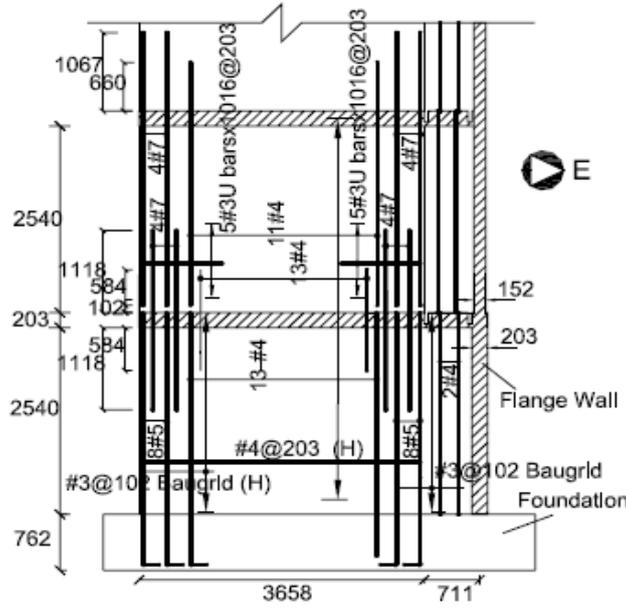


الشكل (2-19) الأبعاد الأساسية للنموذج المختبر ، [10]

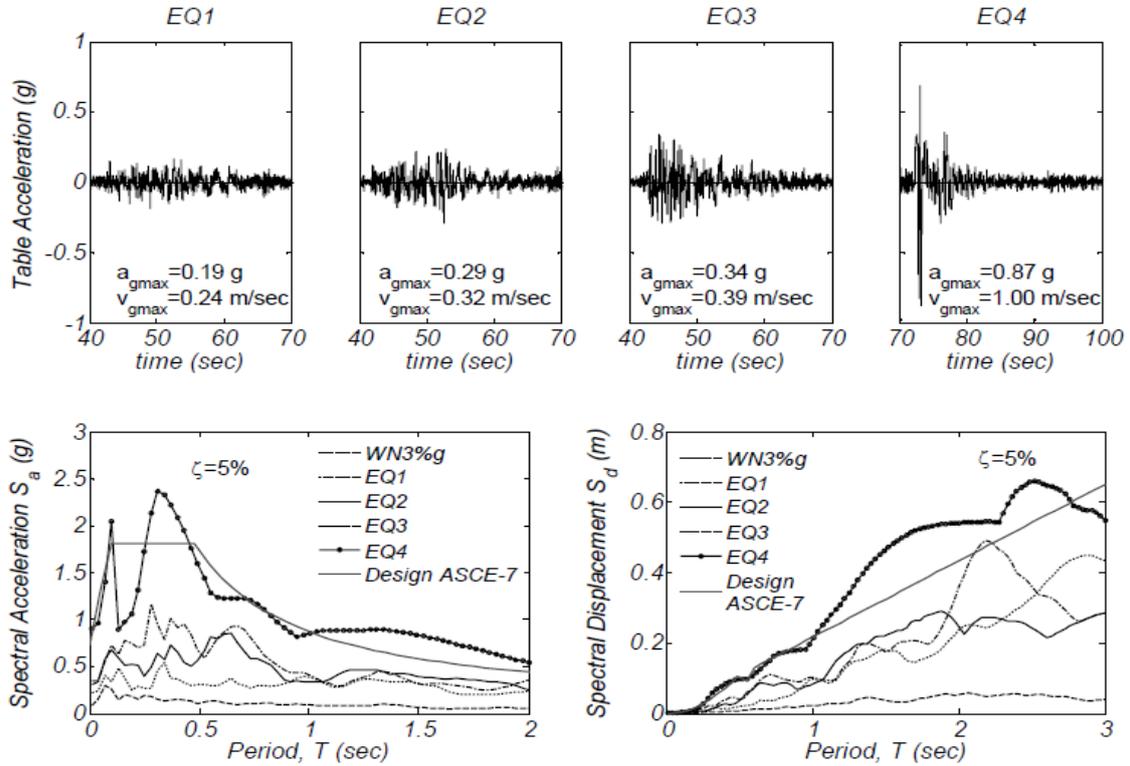


الشكل (2-20) تفاصيل تسليح جسد الجدار و البلاطة ، [10]

Note: all dimensions in mm



الشكل (21-2) تفاصيل تسليح جسد الجدار، [10]



الشكل (22-2) السجلات الزمنية وطيف الاستجابة للحركات المستخدمة في هذه المرحلة، [10]

كانت الاستجابة خطية للحركة EQ1 و استجابة غير خطية محدودة للحركات EQ2 ، EQ3 ، و استجابة غير خطية محدودة للحركة EQ4 مع تطور في المفصل اللدن للطابقين السفليين لجناح

الجدار ، و يوضح الجدول (2-3) القيم الأعظمية لمتغيرات الاستجابة و المقاسة في الاختبارات (التشوّهات المقاسة لا تأخذ بالاعتبار التشوّهات المتبقية في نهاية المرحلة الأولى من الاختبار).

الجدول (2-3) القيم الأعظمية لمتغيرات الاستجابة المقابلة لمرحلة الثانية لاختبار [10]Panagiotou

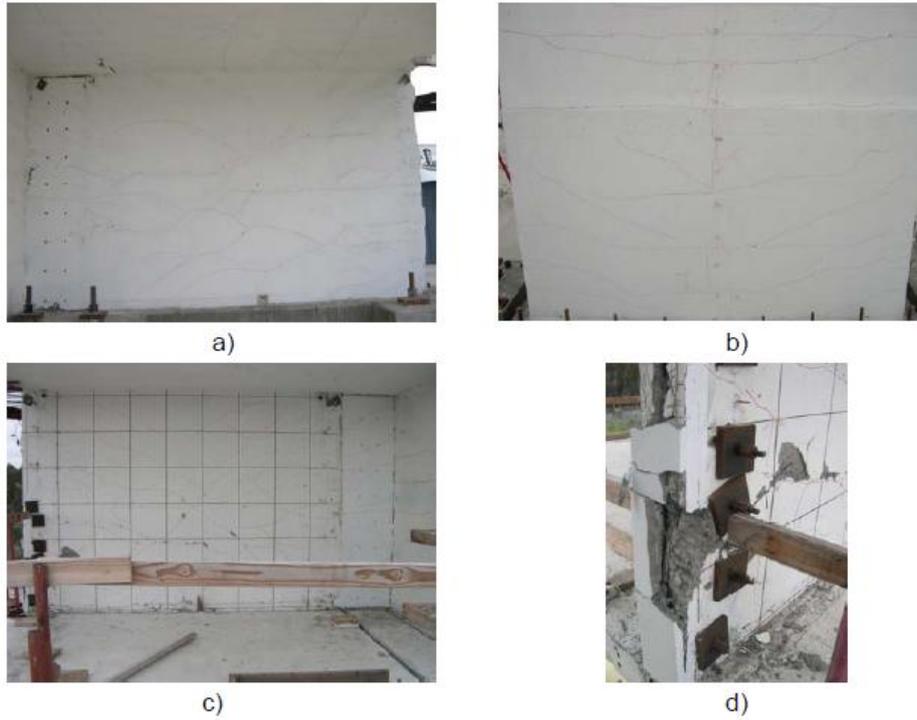
	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	
Roof Relative Lateral Displacement (m)	0.05	0.12	0.18	0.23	
Roof Drift Ratio (%)	0.27	0.60	0.92	1.17	
Interstory Drift Ratio (%)	0.34	0.73	1.11	1.40	
System Base Moment (kN-m)	8626	10763	12069	15557	
System Base Shear Force (kN)	689	827	867	1641	
Roof Acceleration (g)	0.60	0.88	0.93	1.33	
Peak Ground Acceleration (g)	0.19	0.29	0.34	0.87	
Roof / Peak Ground Acceleration	3.14	3.03	2.74	1.53	
Longitudinal Bar Tensile Strain (%)	0.65	1.81	1.89	3.57	
Concrete Compressive Strain (%)	-0.09	-0.15	-0.14	-0.20	
Shear (Sliding) deformations along construction joints (mm)	0.7	1.7	2.6	3.6	
Westwards Response	Web Wall Base Curvature x Wall Length (254 mm from top of foundation)	0.0032	0.0051	0.0057	0.0116
	Tensile Chord Growth at top of level 2 (mm) East face of flange wall (midlength)	1.8	5.6	8.5	23.6
	Compressive Chord Shortening (mm) East face of flange wall (midlength)	-0.39	-1.02	-0.36	-0.27
Eastwards Response	Web Wall Base Curvature x Wall Length (254 mm from top of first floor slab)	0.0043	0.0275	0.0705	0.1018
	Tensile Chord Growth at top of level 2 (mm) West end of web wall (400 mm from West end)	7.0	21.6	38.2	47.1
	Compressive Chord Shortening (mm) (400 mm from web wall end)	-2.0	-2.9	-3.2	-3.6

يوضح الشكل (2-23) تطور التشققات لجناح و جسد الجدار بعد الاختبار EQ4 حيث :

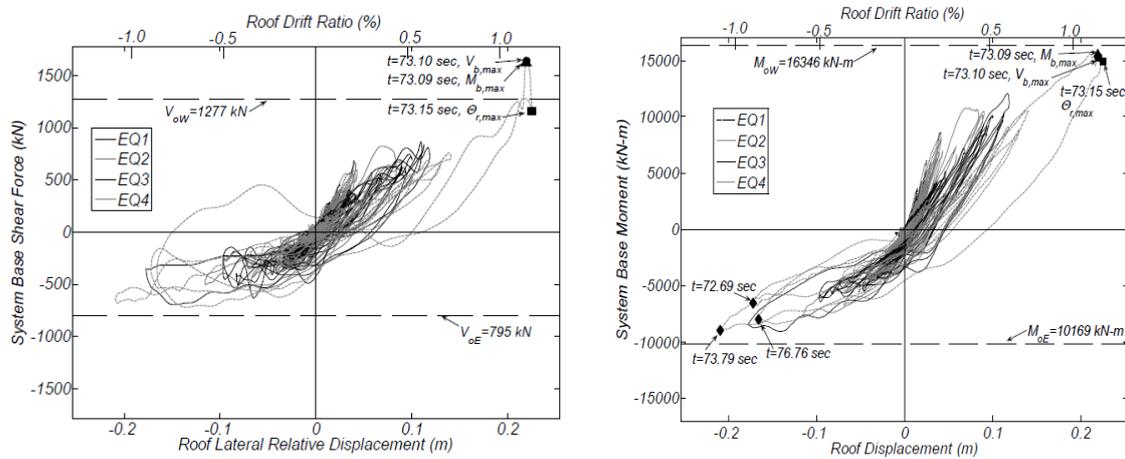
- الشكل (2-23-a) يوضح التشققات على الوجه الشمالي لجسد الجدار عند المستوى 1.
- الشكل (2-23-b) يوضح التشققات التي أصبحت أفقية بشكل متدرج عند منتصف طول جناح الجدار عند المستوى 1 .
- الشكل (2-23-c) يوضح التشققات على الوجه الجنوبي عند المستوى الثاني لجسد الجدار .
- الشكل (2-23-d) يوضح المنطقة المتضررة عند النهاية الغربية لجسد الجدار عند المستوى 2 .

تبين المخططات (2-24) ، (2-25) الاستجابة الهستيرية الناتجة للعزم القاعدي المقابل للإزاحة الطابقية ، و القص القاعدي المقابل للإزاحة الجانبية النسبية القاعدية و ذلك للاختبارات من EQ1 إلى EQ4 ، حيث نلاحظ أن القيم النظرية تتجاوز القيم المقاسة لكلا الاتجاهين (شرق ، غرب) و

ذلك بسبب فقدان جزئي في الصلابة على الشد في جناح و جسد الجدار خلال المرحلة الأولى من الاختبار.

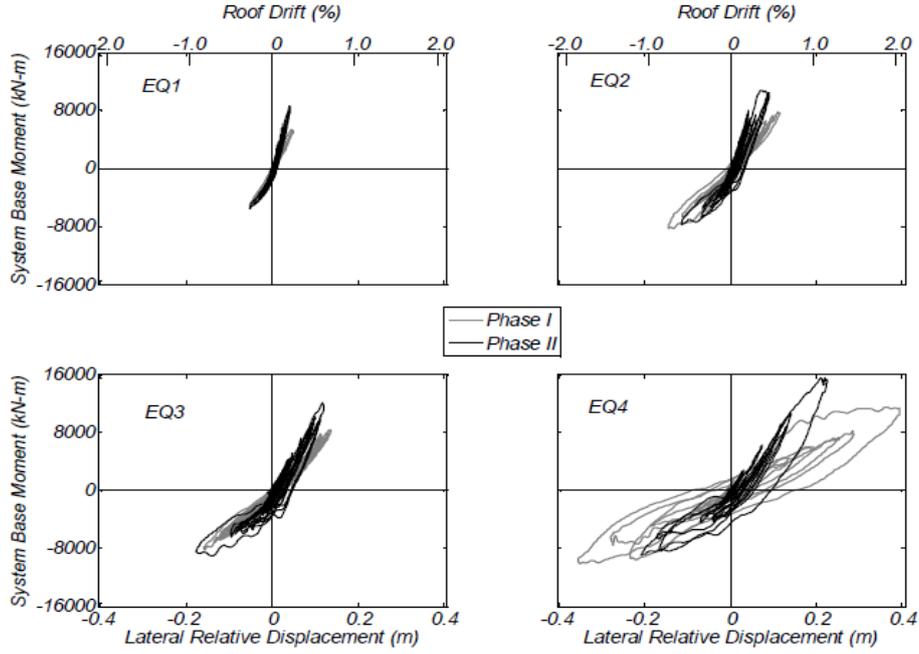


الشكل (23-2) تطور التشققات لجناح و جسد الجدار بعد الاختبار EQ4 ، [10]



الشكل (24-2) : الإزاحة- العزم القاعدي [10] الشكل (25-2) : الإزاحة النسبية- القص القاعدي [10]

يبين المخطط ( 26-2) مقارنة للاستجابة الهستيرية للإزاحة الجانبية الطابقية مقابل العزم للمرحلتين الأولى و الثانية ، حيث نلاحظ أن إضافة جناح للجدار ساهم بشكل واضح بزيادة المقاومة على الانعطاف و بالتالي زيادة في قوة القص الأعظمية في جسد الجدار و بالتالي زيادة المقاومة على القص.



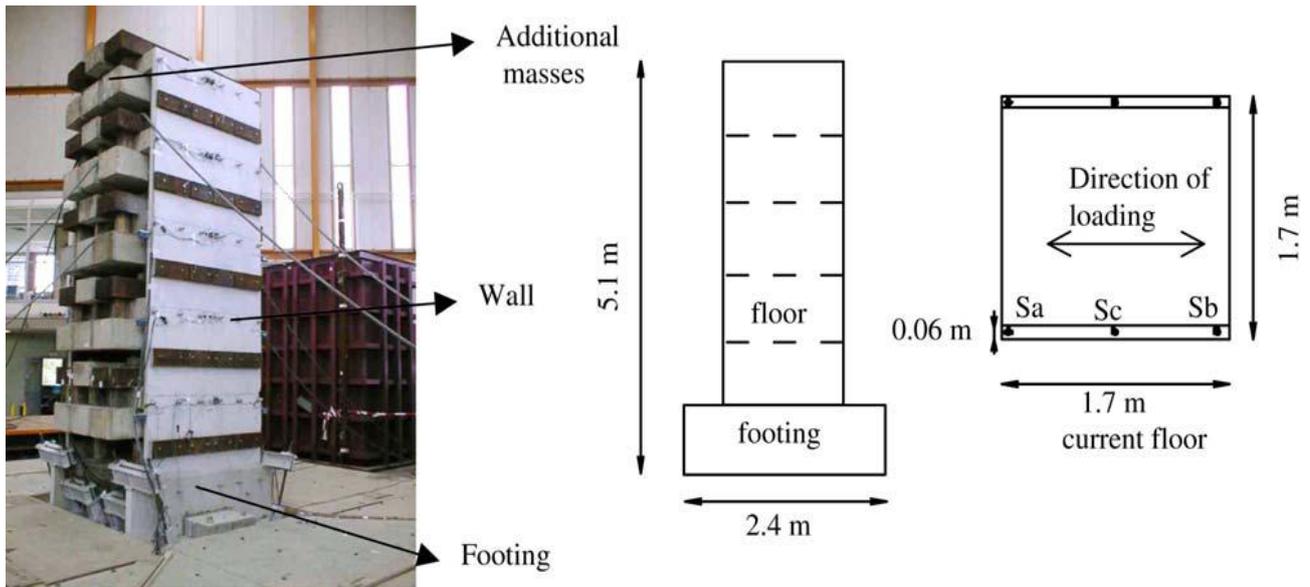
الشكل (2-26) : الإزاحة الجانبية الطابقية-العزم القاعدي للمرحلتين I ، II ، [10]

## 2-4-1 تأثيرات التحميل الزلزالي على الجدران الإنشائية"5]CAMUS1:

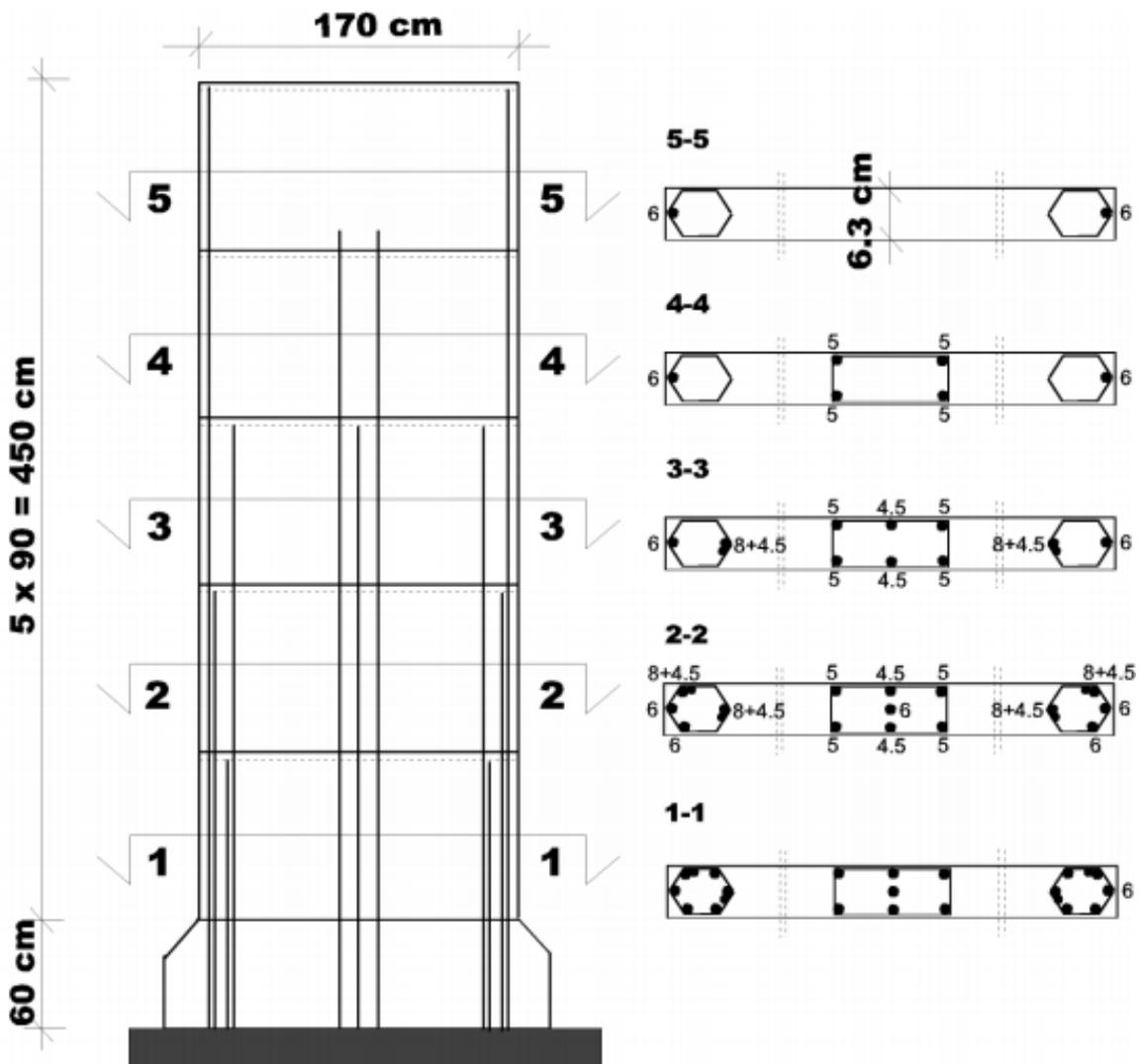
تستخدم الجدران البيتونية المسلحة بنسبة تسليح منخفضة للأبنية في فرنسا و لمعرفة أداؤها الزلزالي و تقييم بنود الكود الفرنسي تم إجراء سلسلة من الاختبارات الزلزالية على نموذج لجدار قص حيث تم إجراء الاختبار الزلزالي على طاولة الاهتزاز الرئيسية في Azalée في Commissariat à l'Énergie Atomique (CEA) في Saclay في فرنسا .

إن تصميم جدران القصر البيتونية المسلحة و المعرضة للهزات الأرضية وفق الكود الفرنسي يتبع مفهوم "multifuse" حيث تستخدم كمية تسليح منخفضة و يتم توزيعها على مستويات مختلفة لتخميد الطاقة عن طريق تشكيل التشققات على كامل ارتفاع المنشأ .

تبين الأشكال ( 2-27 ) ، ( 2-28 ) النموذج المستخدم و هو عبارة عن جداري قص بيتونيين مسلحين بمقياس 1/3 ، التسليح مصمم وفق بنود الكود الفرنسي و موضح في الجدول ( 2-4 ) ، طول كل جدار 7.1m وبسماكة 6 cm ، الجدارين على ارتفاع 5 طوابق ، بدون فتحات ، مرتبطين مع بعض ب 6 بلاطات بيتونية ، الكتلة الكلية للنموذج 36000 kg ، الكتل الطابقية بدون الكتل الإضافية 1300 kg ، حيث تم اختيار قيمة الكتل المضافة و المثبتة عند مستوى كل بلاطة بحيث يتم الحصول على إجهاد شاقولي يتواجد عادة في هذه المنشآت تحت تأثير التحميل الستاتيكي الشاقولي قيمته (1.6 Mpa) ، مواصفات المواد المستخدمة موضحة في الجدول (2-5) .



الشكل (27-2) أبعاد نموذج الجدار ، [8]



الشكل (28-2) مقطع في جدار CAMUS1- تفاصيل تسليح الجدار ، [7]

الجدول (4-2) التسليح المستخدم لنموذج CAMUS1، [5]

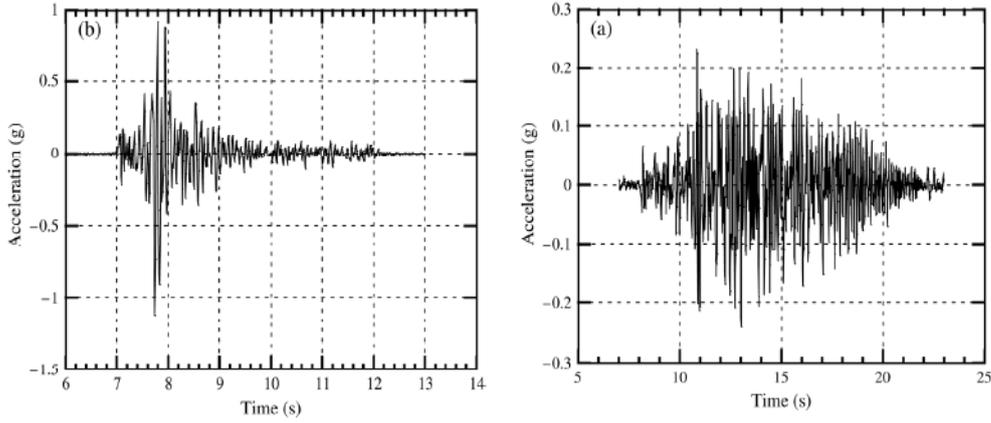
	<i>Boundaries (each) – CAMUS I and IV</i>	<i>Boundaries (each) – CAMUS III</i>	<i>Central reinforcement – CAMUS I</i>	<i>Central reinforcement – CAMUS III</i>
<i>5<sup>th</sup> storey</i>	$1\phi 4.5=15.9 \text{ mm}^2$	$2\phi 8+2\phi 4.5=132 \text{ mm}^2$	$4\phi 5=78.4 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$
<i>4<sup>th</sup> storey</i>	$1\phi 6=28.2 \text{ mm}^2$	$4\phi 8+2\phi 4.5=233 \text{ mm}^2$	$4\phi 5=78.4 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$
<i>3<sup>rd</sup> storey</i>	$1\phi 6+1\phi 8+1\phi 4.5=94.4 \text{ mm}^2$	$4\phi 8+2\phi 4.5=233 \text{ mm}^2$	$4\phi 5+2\phi 4.5=110 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$
<i>2<sup>nd</sup> storey</i>	$2\phi 6+2\phi 8+2\phi 4.5=189 \text{ mm}^2$	$4\phi 8+2\phi 6+2\phi 4.5=289 \text{ mm}^2$	$4\phi 5+2\phi 4.5+\phi 6=138 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$
<i>1<sup>st</sup> storey</i>	$4\phi 8+2\phi 6+2\phi 4.5=289 \text{ mm}^2$	$4\phi 8+2\phi 6+2\phi 4.5=289 \text{ mm}^2$	$4\phi 5+2\phi 4.5+\phi 6=138 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$

الجدول (5-2) مواصفات المواد المستخدمة في اختبار CAMUS1، [8]

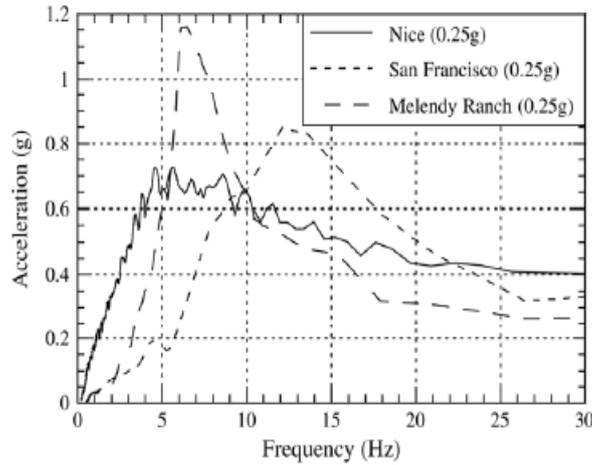
CAMUS I	
<i>Compression strength (concrete)</i>	MPa 35
<i>Tensile strength (concrete)</i>	MPa 3
<i>Young's modulus (concrete)</i>	MPa 30 000
<i>Young's modulus at the base (concrete)</i>	MPa 15 000
<i>Poisson coefficient (concrete)</i>	– 0.2
<i>Yield stress (steel)</i>	MPa 414
<i>Young's modulus (steel)</i>	MPa 200 000

يخضع الجدار لسلسلة من السجلات الزمنية الموضحة في المخططات (29-2) ، (30-2) ، كما أن طيف استجابتها بنسبة تخميد (5%) موضح في المخطط (31-2) حيث السجل Nice سجل صناعي ويمثل Far \_ Field Earthquake (FFE) و سجل Sanfrancisco سجل طبيعي و يمثل Near \_ Field Earthquake (NFE) :

CAMUS I : Nice 0.24g, San Francisco 1.11g, Nice 0.24g, Nice 0.40g, Nice 0.71g

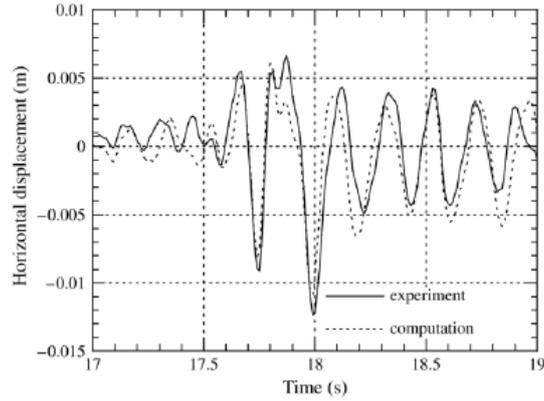
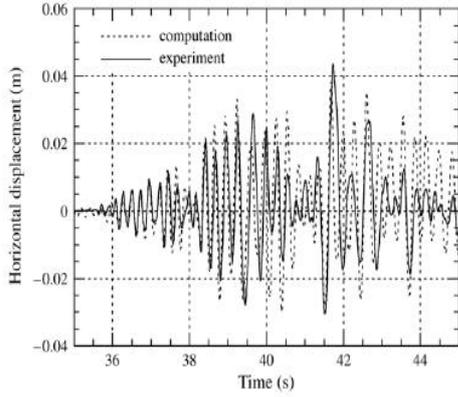


الشكل (29-2) ( $a_{max} = 0.25g$ ) Nice [10] الشكل (30-2) ( $a_{max} = 1.11g$ ) San Francisco [10]



الشكل (31-2) طيف الاستجابة (5% damping) ، [8]

تبين المخططات (32-2) و (33-2) النتائج التجريبية و التحليلية التي تم التوصل إليها ، حيث يمثل المحور الأفقي الزمن بالثانية و المحور الشاقولي الإزاحة الأفقية بال mm و ذلك للسجلات Nice S1 0.71g و san Francisco 1.11g يتبين من المخطط فقدان في الصلابة و انخفاض التواتر خلال المراحل التالية من التحميل ، كما أن الإزاحة الأعظمية تبقى قليلة قبل و بعد الوصول لحالات التحميل الأعظمية .



الشكل (2-33): السجل الزمني للإزاحة العلوية  
لسجل [10](Nice S1 0.71g)

الشكل (2-32): السجل الزمني للإزاحة العلوية لسجل  
[10](san francisco 1.11g)

كما يوضح الجدول (2-6) القيم الأعظمية الناتجة عند نهاية الاختبار :

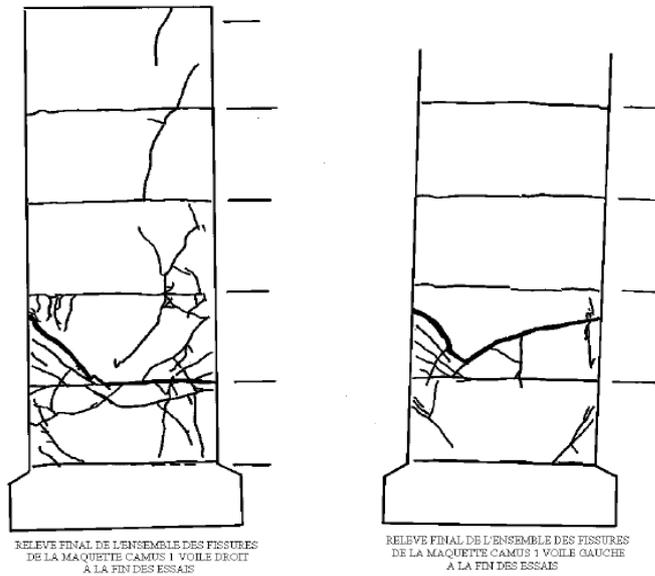
الجدول (2-6) القيم الأعظمية الناتجة عند نهاية الاختبار، [5]

	Nice 0.24g	SF 1.11g	Nice 0.24g	Nice 0.40g	Nice 0.71g
<i>Top displacement</i>	7.0mm	13.2mm	6.3mm	13.4mm	43.3mm
<i>Bending moment</i>	211kN.m	280kN.m	164kN.m	279kN.m	345kN.m
<i>Shear force</i>	65.9kN	106kN	52.2kN	86.6kN	111kN
<i>Axial force* - Traction</i>	44.3kN	102kN	24.4kN	50.0kN	137kN
<i>Axial force* - Compression</i>	-36.5kN	-105kN	-30.4kN	-51.9kN	-146kN

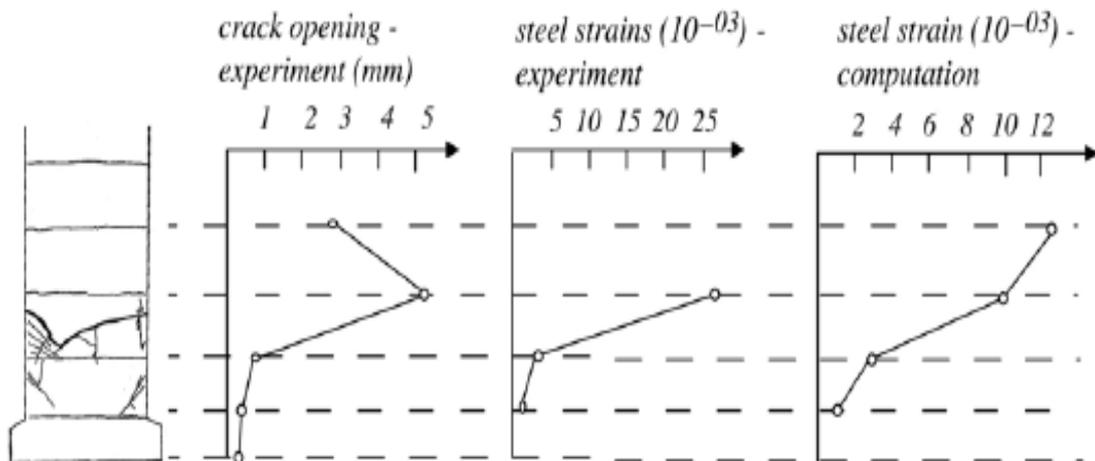
خلال الاختبار حدثت التشققات بشكل أساسي عند المفاصل الإنشائية و ظهرت تشققات كبيرة لقضبان التسليح للطابق الثاني و تطورت بالاتجاه المائل حيث توضح الأشكال (2-34)، (2-35) الأضرار في البيتون و التشوهات في حديد التسليح عند نهاية برنامج التحميل لنموذج CAMUS1، يلاحظ أن المنطقة الحرجة تتوضع عند مستوى أعلى كما أن التشققات التي حدثت للعينة و التشوهات الأعظمية المقاسة كانت عند المستوي 4 ، 3 و ليس عند المستوي 1 كما هو موضح في الجدول (2-7) و ذلك بسبب تصميم العينة و الذي يسمح بحدوث سيلان للتسليح عند مستويات مختلفة و ليس تركيز الضرر عند مستوي الطابق الأرضي و بالتالي فإن مفهوم multifuse يقود إلى مضاعفة مناطق التخميد و تقليل كمية الفولاذ التي نحتاجها و هذا أمر هام للمناطق المنخفضة إلى متوسطة الخطر الزلزالي .

الجدول (7-2) القيم الأعظمية للتشوهات و التشققات خلال المرحلة 0.71g، Nice [5]

Storey	Left transducer (average strain)	Left strain gage	Right strain gage	Right transducer (average strain)
4 <sup>th</sup> floor	2.6mm 10.4/1000			1.43mm 5.71/1000
3 <sup>rd</sup> floor	5.1mm 20.2/1000	25.3/1000*	25.3/1000*	1.83mm 7.34/1000
2 <sup>nd</sup> floor	0.59mm 2.38/1000	2.64/1000	2.58/1000	0.42mm 1.69/1000
1 <sup>st</sup> floor	0.29mm 1.16/1000	2.85/1000	2.66/1000	0.38mm 1.52/1000



الشكل (2-34) الجدار عند نهاية الاختبار ، [5]



الشكل (2-35) الجدار عند نهاية الاختبار ، [8]

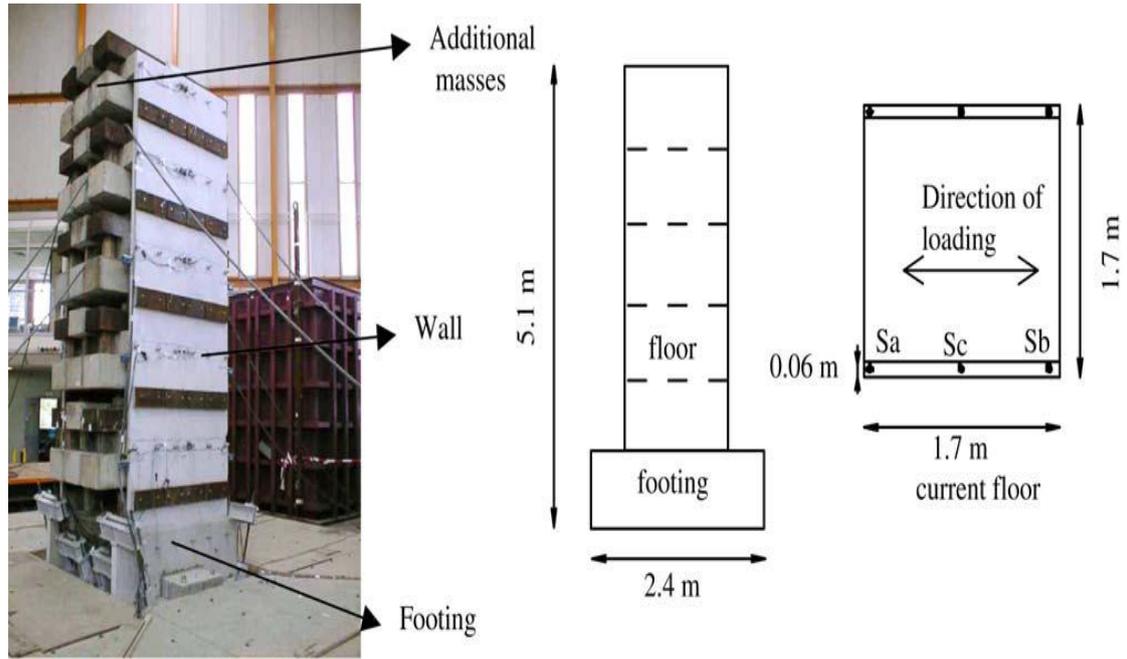
## 2-4-3 تأثيرات التحميل الزلزالي على الجدران الإنشائية" [5] CAMUSIII :

قام الباحثون ( Combescure .etal,2001) بإجراء تجربة CAMUS III لمعرفة تأثير التحميل الزلزالي على الجدران الإنشائية حيث تم إجراء الاختبار حتى الوصول إلى الانهيار على طاولة الاهتزاز في Azalee في مخبر EMSI في Sclay في فرنسا ، صمم الجدار وفقاً لبنود الكود الأوربي Eurocode8 ، و ذلك بتركيز الضرر و تشكيل مفصل لدن واحد عند القاعدة و منع انتشار الضرر على ارتفاع المنشأ و هو مفهوم "monofuse".

يبين الشكل (2-36) النموذج المستخدم ، الشكل (2-37) أبعاد النموذج ، النموذج بمقياس 1/3 و يتكون من جدارين بيتونيين مسلحين بدون فتحات على ارتفاع 5 طوابق ، مرتبطين ب 6 بلاطات ، الارتفاع الكلي للنموذج 5.1 m ، طول كل جدار 1.7m بسماكة 0.06m ، تم صب الجدران و البلاطات و القواعد بشكل منفصل ، الكتلة الكلية 36 ton ، الكتلة الطابقية بدون الكتل الإضافية حوالي 1.3 ton ، إن قيمة الكتل الإضافية المثبتة عند مستوى كل بلاطة تم اختيارها بحيث نحصل على إجهاد شاقولي يتواجد عادة بمثل هذه المنشآت تحت تأثير التحميل الستاتيكي الشاقولي (1.6Mpa) ، و يعطي الجدول (2-8) التسليح المستخدم للنموذج كما يبين الشكل (2-38) تفاصيل التسليح .



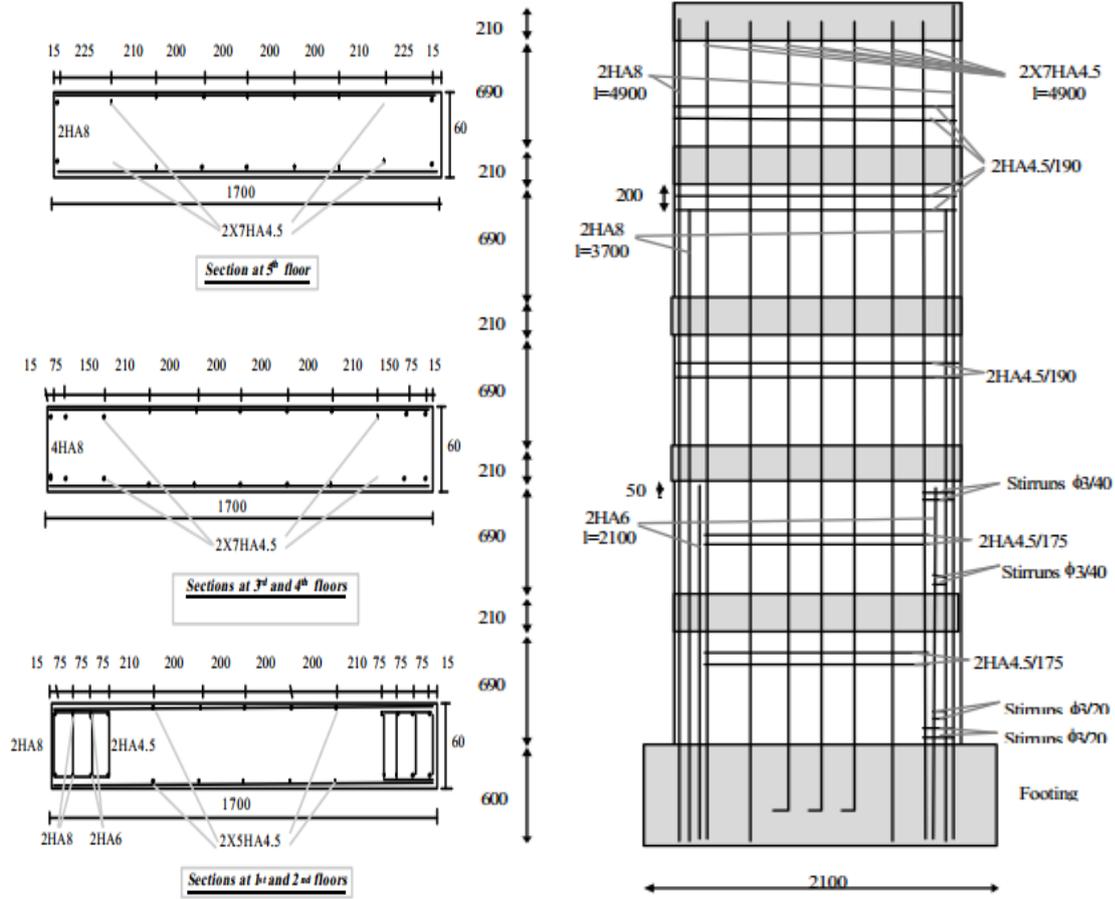
الشكل (2-36) النموذج المستخدم في اختبار CAMUSIII ، [5]



الشكل (2-37) أبعاد النموذج المستخدم CAMUS III ، [5]

الجدول (2-8) تفاصيل التسليح المستخدم لنموذج CAMUS III ، [5]

	<i>Boundaries (each) – CAMUS I and IV</i>	<i>Boundaries (each) – CAMUS III</i>	<i>Central reinforcement – CAMUS I</i>	<i>Central reinforcement – CAMUS III</i>
<i>5<sup>th</sup> storey</i>	$1\phi 4.5=15.9 \text{ mm}^2$	$2\phi 8+2\phi 4.5=132 \text{ mm}^2$	$4\phi 5=78.4 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$
<i>4<sup>th</sup> storey</i>	$1\phi 6=28.2 \text{ mm}^2$	$4\phi 8+2\phi 4.5=233 \text{ mm}^2$	$4\phi 5=78.4 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$
<i>3<sup>rd</sup> storey</i>	$1\phi 6+1\phi 8+1\phi 4.5=94.4 \text{ mm}^2$	$4\phi 8+2\phi 4.5=233 \text{ mm}^2$	$4\phi 5+2\phi 4.5=110 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$
<i>2<sup>nd</sup> storey</i>	$2\phi 6+2\phi 8+2\phi 4.5=189 \text{ mm}^2$	$4\phi 8+2\phi 6+2\phi 4.5=289 \text{ mm}^2$	$4\phi 5+2\phi 4.5+\phi 6=138 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$
<i>1<sup>st</sup> storey</i>	$4\phi 8+2\phi 6+2\phi 4.5=289 \text{ mm}^2$	$4\phi 8+2\phi 6+2\phi 4.5=289 \text{ mm}^2$	$4\phi 5+2\phi 4.5+\phi 6=138 \text{ mm}^2$	$2 \times 5\phi 4.5/200=159 \text{ mm}^2$



الشكل (2-38) تفاصيل تسليح نموذج CAMUSIII ، [5]

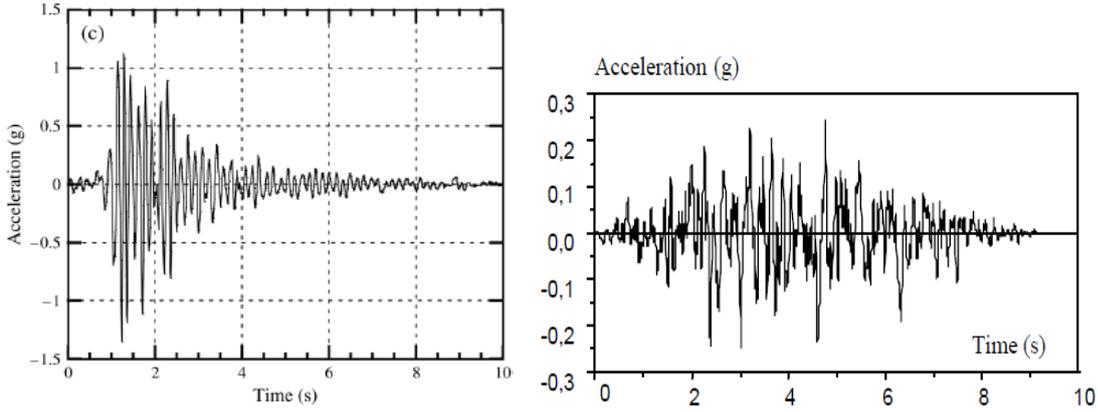
مواصفات المواد المستخدمة لاختبار CAMUS III موضحة في الجدول (2-9) ، يخضع الجدار لسلسلة من التسارعات الأفقية الموازية لطول الجدار موضحة في الجدول (2-10) ، السجل Nice S1 سجل صناعي يمثل Far – field Earthquake (FFE) و السجل Melendy Ranch سجل طبيعي يمثل Near – field Earthquake (NFE) ، و توضح المخططات (2-39) (2-40) ، (2-41) السجلات الزمنية للحركات الأرضية و طيف استجابتها (نسبة التخميد 5%)

الجدول (2-9) مواصفات المواد المستخدمة لاختبار CAMUS III ، [8]

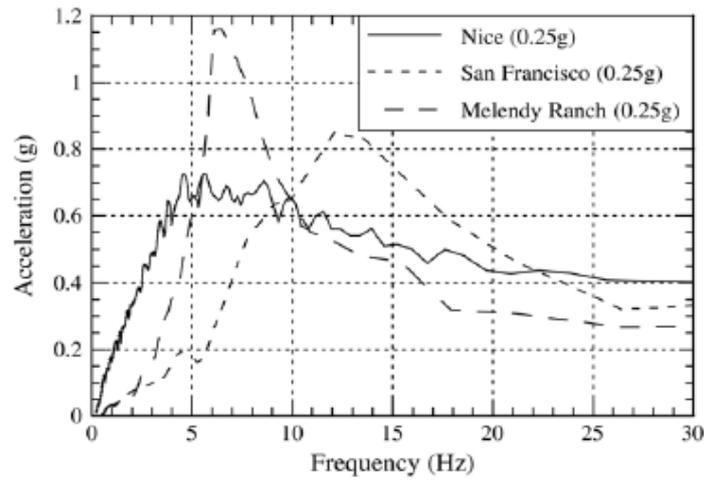
		CAMUS I	CAMUS III
Compression strength (concrete)	MPa	35	30
Tensile strength (concrete)	MPa	3	2.5
Young's modulus (concrete)	MPa	30 000	30 000
Young's modulus at the base (concrete)	MPa	15 000	15 000
Poisson coefficient (concrete)	–	0.2	0.2
Yield stress (steel)	MPa	414	414
Young's modulus (steel)	MPa	200 000	200 000

الجدول (10-2) السلسلة التجريبية المستخدمة في اختبار CAMUS III، [8]

CAMUS III	
Nice S1	0.42g
Nice S1	0.24g
Melendy Ranch	1.35g
Nice S1	0.64g
Nice S1	1.00g

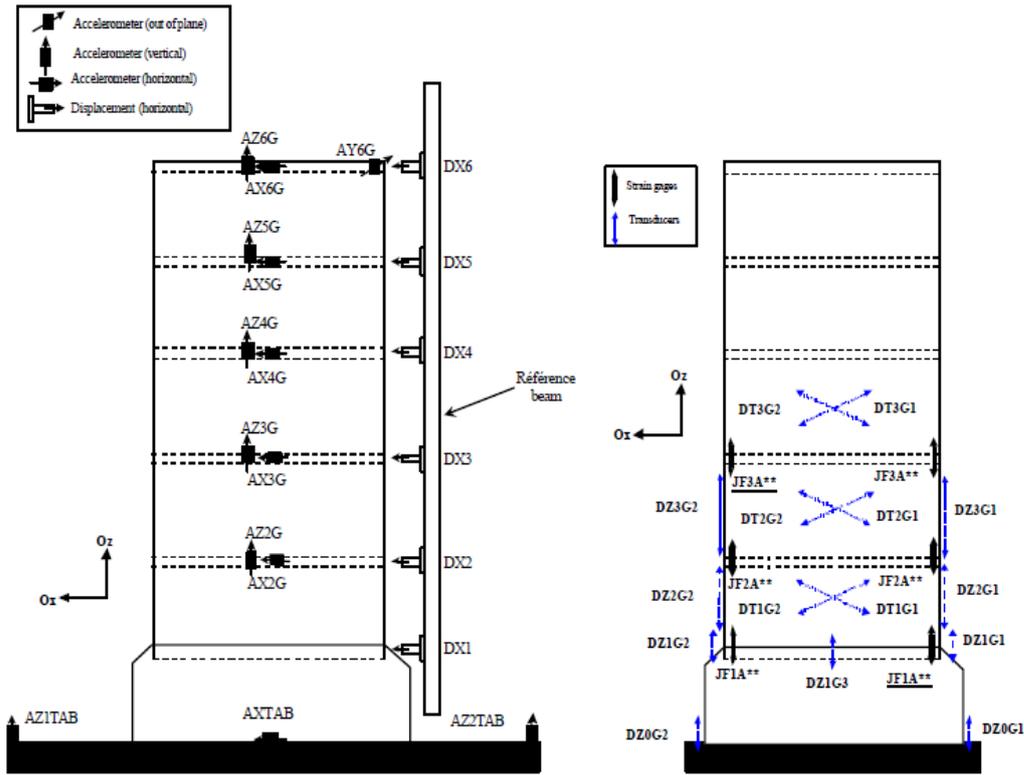


الشكل (39-2) Nice ( $a_{max}=0.25g$ ) الشكل (40-2) Melendy Ranch ( $a_{max}=1.35g$ ) [8][5]



الشكل (41-2) طيف الاستجابة للحركات الأرضية (التخميد 5%)، [8]

تم تثبيت أجهزة لقياس الإزاحات الأفقية و التسارعات الأفقية و الشاقولية تحت مستوى كل طابق و موضحة في الشكل (42-2) .



الشكل (2-42) التجهيزات المستخدمة لقياس السلوك العام و المحلي لنموذج CAMUSIII، [5]

الجدول (2-11) و الأشكال (2-43)، (2-44)، (2-45)، (2-46) توضح النتائج التي حصلنا عليها عند نهاية الاختبار، نلاحظ تركيز التشققات عند قاعدة الجدار و حدوث سيلان لقضبان التسليح خلال الاختبارات Nice و Nice 0.64g و Melendy Ranch 1.35g و 1.00g و تشققات متبقية بعد اختبار Melendy Ranch 1.35 g، وحدث انهيار خلال اختبار Nice 1.0g الذي تميز بظهور تشققات كبيرة و انهيار في حديد التسليح و تحطم للبيتون عند أطراف الجدار .

الجدول (2-11) النتائج التجريبية لاختبار CAMUSIII، [5]

	Nice 0.42g	Nice 0.22g	Melendy 1.35g	Nice 0.64g	Nice 1.0g
<b>Top displacement</b>				34.9 mm	58.8 mm
<b>Displ. at 5th storey</b>	7.0 mm	4.34 mm	29.2 mm	27.5 mm	47.1 mm
<b>Bending moment</b>	263 kN.m	147 kN.m	510 kN.m	401 kN.m	410 kN.m
<b>Shear force</b>	79.6 kN	48.2 kN	151 kN	124 kN	140 kN
<b>Axial force* – Traction</b>	41.4 kN <sup>(1)</sup> 56.6 kN <sup>(2)</sup>	17.8 kN <sup>(1)</sup> 23.6 kN <sup>(2)</sup>	194 kN <sup>(1)</sup> 276 kN <sup>(2)</sup>	124 kN <sup>(1)</sup> 193 kN <sup>(2)</sup>	134 kN <sup>(1)</sup> 184 kN <sup>(2)</sup>
<b>Axial force* – Compression</b>	-39.5 kN <sup>(1)</sup> -59.3 kN <sup>(2)</sup>	-16.4 kN <sup>(1)</sup> -24.9 kN <sup>(2)</sup>	-212 kN <sup>(1)</sup> -304 kN <sup>(2)</sup>	-137 kN <sup>(1)</sup> -180 kN <sup>(2)</sup>	-170 kN <sup>(1)</sup> -260 kN <sup>(2)</sup>



الشكل (2-43) التشققات و تحطم البيتون عند نهاية الاختبار، [5]



الشكل (2-44) تفاصيل الضرر على الجدار الأيمن عند نهاية الاختبار، [5]



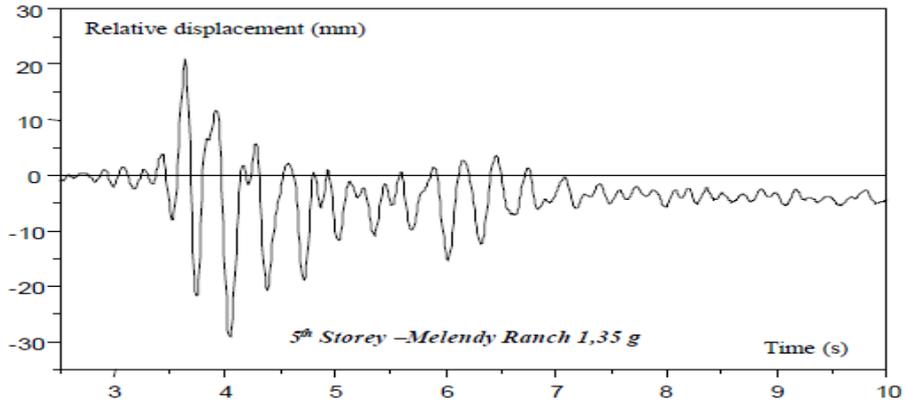
الشكل (2-46) الضرر على الجدار

الأيسر (الطرف الشمالي) [5]

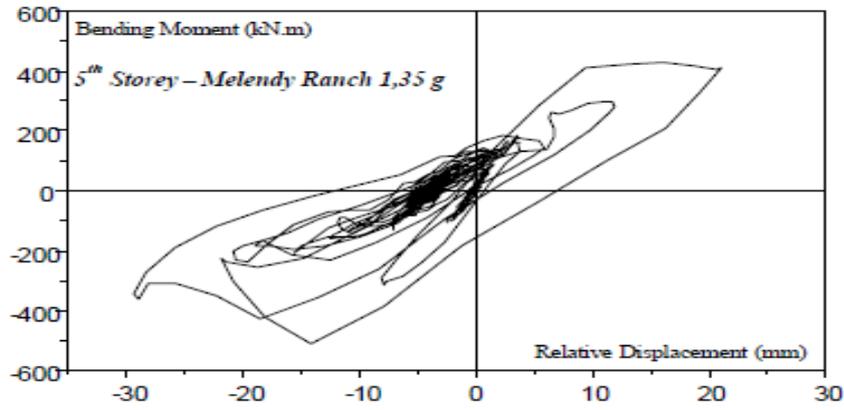
الشكل (2-45) الضرر على الجدار الأيسر

(الطرف الجنوبي) [5]

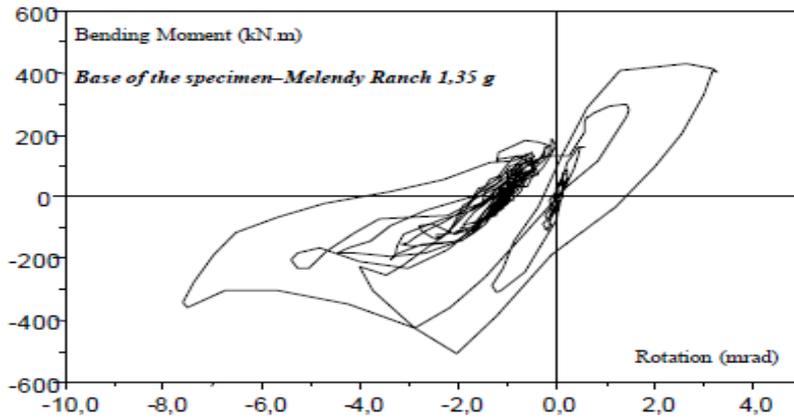
تبيين المخططات (2-47) (2-48) (2-49) (2-50) الإزاحة - الزمن للنموذج خلال مراحل التجربة [5].



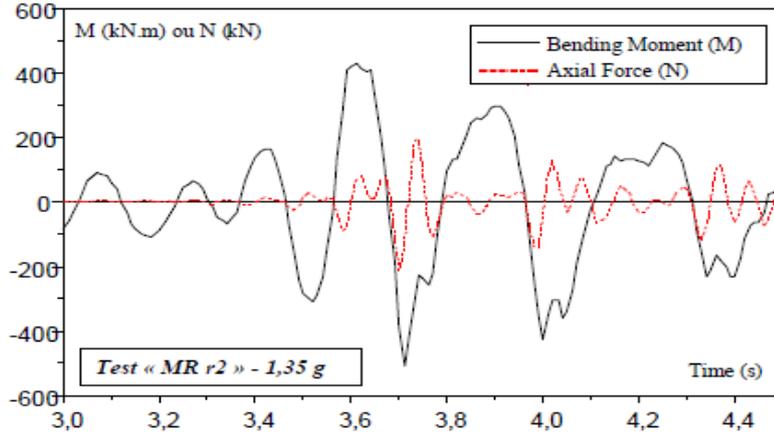
الشكل (2-47) الإزاحة - الزمن عند الطابق الخامس لاختبار (Melendy Ranch 1.35g)



الشكل (2-48) عزم الانعطاف - الدوران عند الطابق الخامس لاختبار (Melendy Ranch 1.35g)



الشكل (2-49) عزم الانعطاف - الدوران عند القاعدة للاختبار (Melendy Ranch 1.35g)



الشكل (2-50) عزم الانحناء و القوى المحورية - الزمن لاختبار (Melendy Ranch 1.35g)

إن التصميم وفق مفهوم multifuse يقود إلى مضاعفة مناطق التخميد و تقليل كمية الفولاذ التي نحتاجها ، و طريقة displacement – based design (dbd) مع طريقة capacity design تخفض كمية التسليح المطلوب باستخدام طريقة force – based design المستخدمة في الكود ASCE-7 مع تشكل مفصل لدن عند قاعدة الجدار و تحقق مستوي الأداء الإشغال الفوري و منع الانهيار ، و مفهوم "monofuse" يقود إلى تركيز الضرر و تشكيل مفصل لدن واحد عند القاعدة و منع انتشار الضرر على ارتفاع المنشأ.

## الفصل الثالث

### التحليل باستخدام نظرية العناصر المحدودة (FEM)

#### 1-3 مقدمة

سوف يتم في هذا الفصل دراسة تأثير المتغيرات البعدية على سلوك جدران القص البيتونية المسلحة المعرضة للأحمال الزلزالية و ذلك لمعرفة أدائها الزلزالي .

يبدأ هذا الفصل بتوصيف للنموذج المدروس و خصائص المواد المستخدمة ثم يتم في هذا الفصل إجراء تحليل لا خطي يأخذ بعين الاعتبار لاختية المادة و لاختية الحملات باستخدام نظرية العناصر المحدودة (FEM) لجدار قص بيتوني مسلح مع توصيف سلوك المواد المستخدمة في النمذجة و العناصر المستخدمة حيث تم اعتماد النموذج التجريبي المعتمد من قبل (Combesure .etal,2001)، [5] .

#### 2-3 توصيف الجدار المدروس :

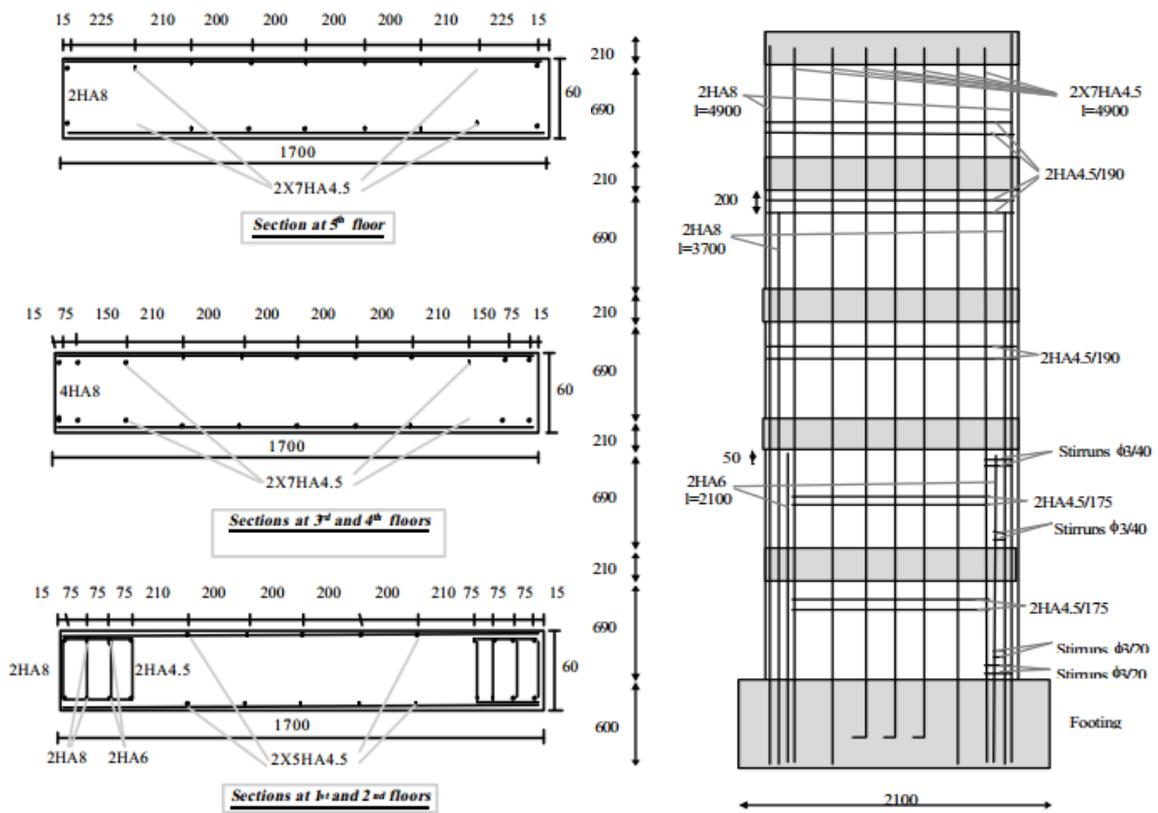
تم في هذه الدراسة اختيار الجدار المدروس من قبل (Combesure .etal,2001) [5] و المصمم وفق الكود الأوربي و المعرض للأحمال الزلزالية و يبين الشكل ( 1-3 ) شكل النموذج المدروس كما يبين الشكل ( 2-3 ) أبعاد وتفاصيل تسليح الجدار (نموذج الجدار بمقياس 1/3). الجدار بارتفاع 5100 mm و بعرض 1700 mm و بعرض قاعدة 2100 mm و بسماكة 60 mm أقطار التسليح المستخدمة في النموذج موضحة في الجدول (1-3).

الجدول (1-3) تفاصيل تسليح الجدار لاختبار CAMUSIII ، [5]

	<i>Boundaries (each) – CAMUS I and IV</i>	<i>Boundaries (each) – CAMUS III</i>	<i>Central reinforcement – CAMUS I</i>	<i>Central reinforcement- CAMUS III</i>
<i>5<sup>th</sup> storey</i>	1φ4.5=15.9 mm <sup>2</sup>	2φ8+2φ4.5=132 mm <sup>2</sup>	4φ5=78.4 mm <sup>2</sup>	2x5φ4.5/200=159 mm <sup>2</sup>
<i>4<sup>th</sup> storey</i>	1φ6=28.2 mm <sup>2</sup>	4φ8+2φ4.5=233 mm <sup>2</sup>	4φ5=78.4 mm <sup>2</sup>	2x5φ4.5/200=159 mm <sup>2</sup>
<i>3<sup>rd</sup> storey</i>	1φ6+1φ8+1φ4.5=94.4 mm <sup>2</sup>	4φ8+2φ4.5=233 mm <sup>2</sup>	4φ5+2φ4.5=110 mm <sup>2</sup>	2x5φ4.5/200=159 mm <sup>2</sup>
<i>2<sup>nd</sup> storey</i>	2φ6+2φ8+2φ4.5=189 mm <sup>2</sup>	4φ8+2φ6+2φ4.5=289 mm <sup>2</sup>	4φ5+2φ4.5+φ6=138 mm <sup>2</sup>	2x5φ4.5/200=159 mm <sup>2</sup>
<i>1<sup>st</sup> storey</i>	4φ8+2φ6+2φ4.5=289 mm <sup>2</sup>	4φ8+2φ6+2φ4.5=289 mm <sup>2</sup>	4φ5+2φ4.5+φ6=138 mm <sup>2</sup>	2x5φ4.5/200=159 mm <sup>2</sup>



الشكل (1-3) نموذج الجدار المدروس، [5]



الشكل (2-3) أبعاد وتفاصيل تسليح الجدار المدروس ، [5]

مواصفات المواد المستخدمة [8]:

مقاومة الببتون على الضغط  $f_{cm}=30 \text{ Mpa}$

إجهاد الشد للببتون  $\sigma_t = 2.5 \text{ Mpa}$

معامل يونغ لببتون الجدار  $E_c = 30000 \text{ Mpa}$

معامل يونغ لببتون القاعدة  $E_c = 15000 \text{ Mpa}$

معامل بواسون للببتون  $\nu_c = 0.2$

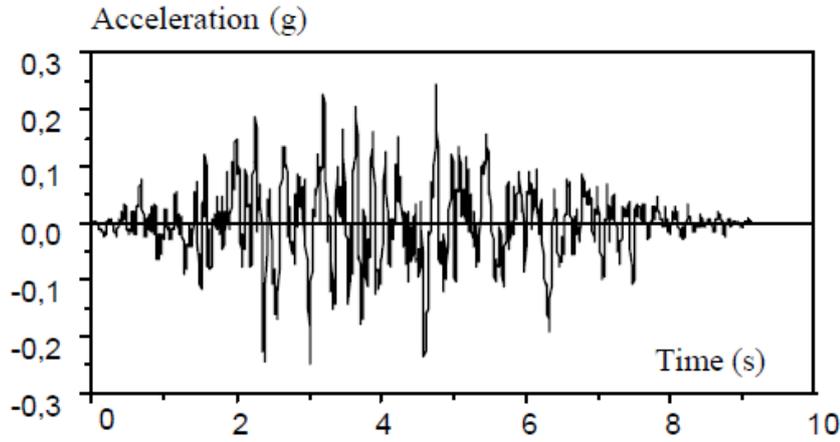
إجهاد السيلان للتسليح  $f_y = 414 \text{ Mpa}$

معامل يونغ للتسليح  $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

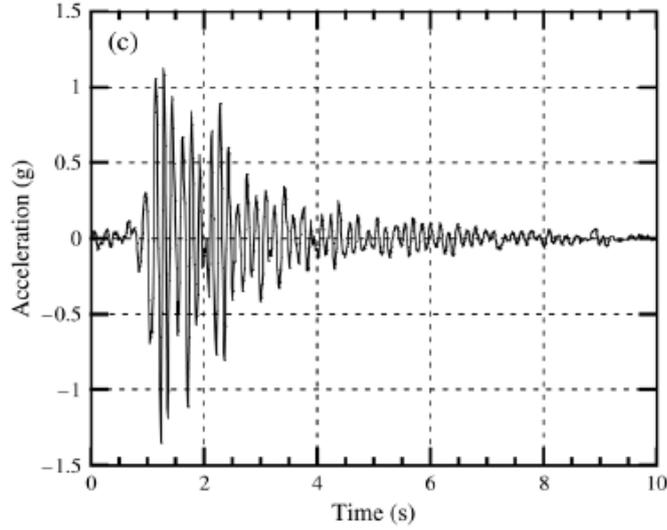
يتعرض الجدار لسلسلة التسلسلات الموضحة في الجدول ( 2-3 ) ، السجلات الزلزالية للتسارعات موضحة في المخططات ( 3-3 ) ، ( 4-3 ) :

الجدول (2-3) السلسلة التجريبية المستخدمة في اختبار CAMUS III ، [8]

CAMUS III
Nice S1 0.42g
Nice S1 0.24g
Melendy Ranch 1.35g
Nice S1 0.64g
Nice S1 1.00g



الشكل (3-3) (Nice  $a_{max}=0.25g$ ) ، [5]

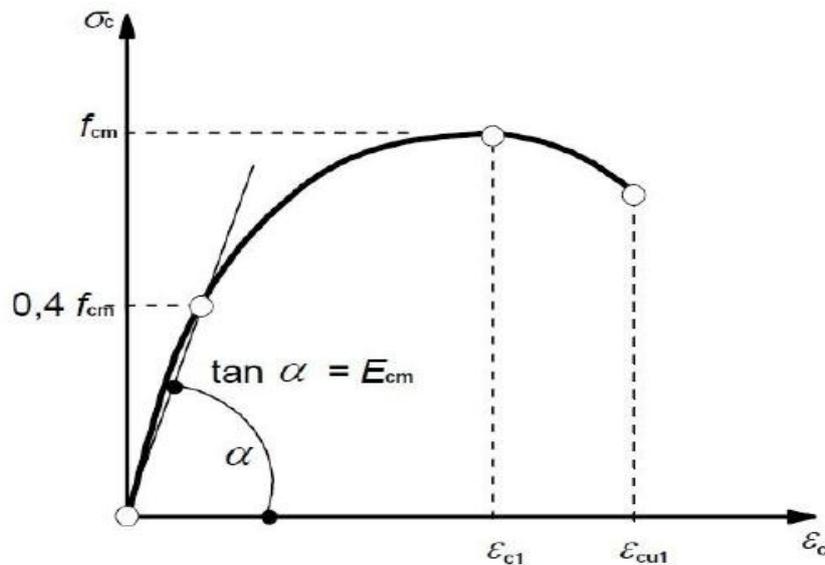


الشكل (3-4)  $(a_{max}=1.35g)$  Melendy Ranch [8]

### 3-3 التحليل اللاخطي للجدار باستخدام نظرية العناصر المحدودة (FEM) :

#### 3-3-1 توصيف النموذج :

تم إجراء تحليل ديناميكي للجدار المدروس بتجربة (Combesure .etal,2001) بواسطة برنامج ABAQUS 6.5-1، وبحيث يتعرض الجدار إلى السجل 0.42g Nice ، يتطلب التحليل ببرنامج ABAQUS 6.5-1 تعريف سلوك البيتون المسلح عند دخوله في المرحلة اللاخطية ، حيث تم توصيف سلوك البيتون المسلح عند خضوعه للضغط بمخطط إجهاد الضغط - التشوه النسبي من الكود الأوربي (Eurocode2, 2004) و الموضح في الشكل (3-5) .



الشكل (3-5) مخطط إجهاد الضغط - التشوه النسبي للبيتون المسلح ، [4]

يتبين من الشكل (3-5) أن سلوك مادة البيتون المسلح خطي حتى تصل قيمة إجهاد الضغط إلى 0.4 من المقاومة المتوسطة على الضغط للبيتون  $f_{cm}$  ثم تدخل المادة في المرحلة اللدنة اللاخطية ويزداد التشوه النسبي بازدياد قيمة إجهاد الضغط حتى يصل الإجهاد إلى قيمة المقاومة على الضغط  $f_{cm} = 30 \text{ Mpa}$  و التشوه النسبي إلى القيمة  $\epsilon_{c1} = 2\%$  ويزداد بعدها التشوه النسبي حتى يصل إلى القيمة  $\epsilon_{cu1} = 3.5\%$  التي يحصل عندها الانهيار على الضغط [4].

وقد تم اعتماد طريقة (CONCRETE DAMAGE PLASTICITY) في نمذجة المادة البيتونية ، حيث أن الميكانيك الأساسي للانهيار هو التشقق على الشد ( tensile cracking ) و التحطم على الضغط ( compressive crushing ) لمادة البيتون ، و يوضح الشكل ( 3-6 ) مخطط إجهاد - التشوه النسبي لسلوك البيتون على الضغط المستخدم في النمذجة ( ABAQUS DOCUMENTATION , 2008 ) [1] حيث يكون سلوك البيتون مرن خطي حتى الوصول إلى القيمة  $0.4f_{cm} = 12 \text{ Mpa}$  و بعدها يصبح سلوك البيتون لاخطي و عند إزالة التحميل في أي نقطة في المجال اللدن فإن الاستجابة لإزالة التحميل تكون ضعيفة حيث أن الانخفاض في القساوة يتم أخذه بالاعتبار بإدخال معامل الضرر  $d_c$  و يصبح معامل المرونة  $E$  :

$$E = (1-d_c)E_0 \quad (3-2)$$

$E_0$  معامل المرونة الابتدائي للمادة غير المتضررة .

$$d_c=0 \text{ مادة غير متضررة}$$

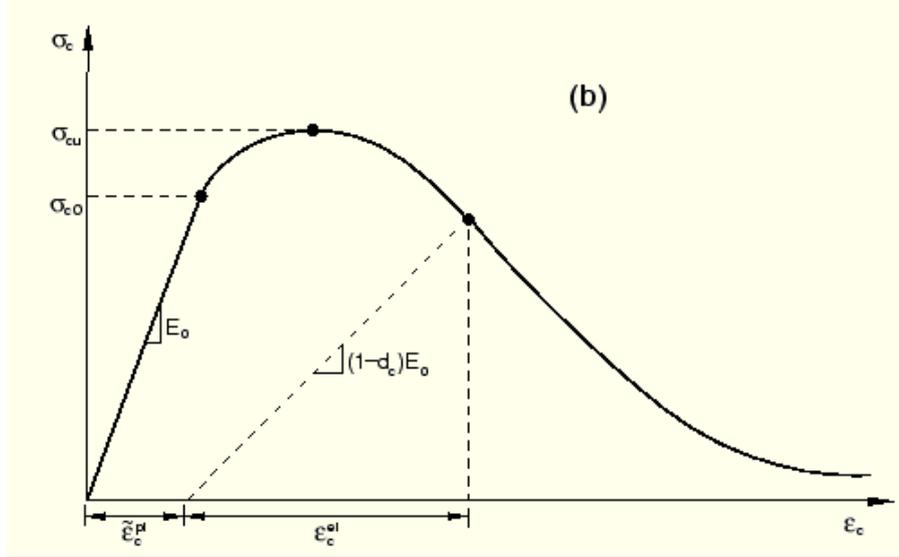
$$d_c=1 \text{ فقدان نهائي للمقاومة}$$

يتم توصيف سلوك البيتون على الشد بمخطط إجهاد الشد - التشوه النسبي الموضح بالشكل (3-7) حيث يكون سلوك البيتون مرن خطي حتى الوصول إلى قيمة إجهاد الشد الأعظمي ثم يدخل البيتون في المجال اللدن ، عند إزالة التحميل في أي نقطة في المجال اللدن فإن الاستجابة لإزالة التحميل تكون ضعيفة حيث أن الانخفاض في القساوة يتم أخذه بالاعتبار بإدخال معامل الضرر  $d_t$  و يصبح معامل المرونة  $E$  :

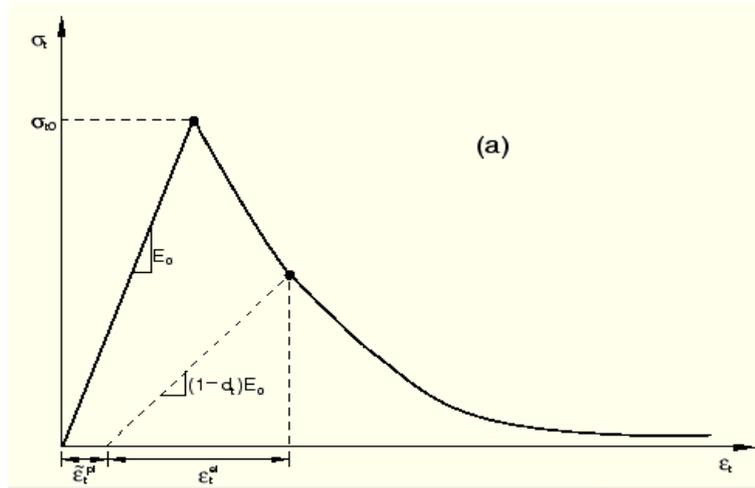
$$E = (1-d_t)E_0 \quad (3-3)$$

$$d_t=0 \text{ مادة غير متضررة}$$

$$d_t=1 \text{ فقدان نهائي للمقاومة}$$

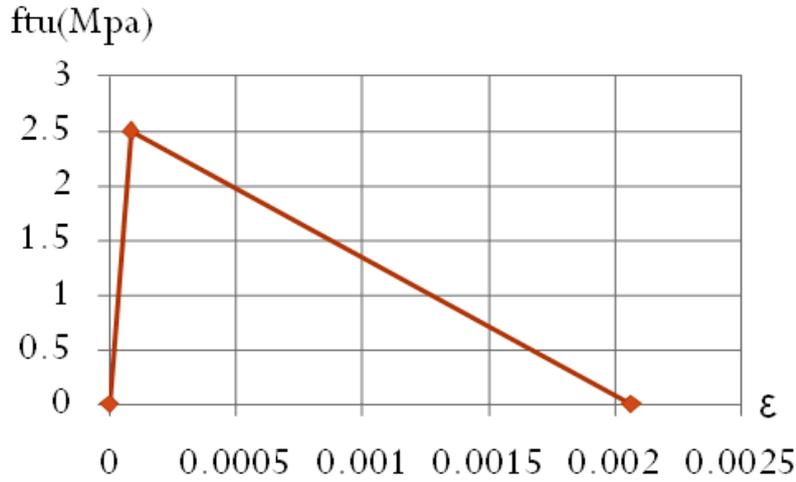


الشكل (6-3) منحنى سلوك البيتون على الضغط ، [1]



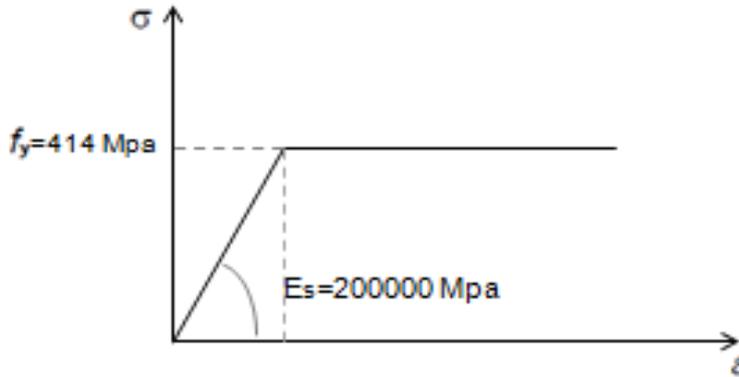
الشكل (7-3) منحنى سلوك البيتون على الشد ، [1]

يمثل الشكل (8-3) منحنى إجهاد الشد - التشوه النسبي المستخدم في النمذجة ، يكون سلوك البيتون مرن خطي حتى الوصول إلى قيمة الإجهاد الحدي على الشد  $f_{tu} = 2.5 \text{ Mpa}$  ثم تزداد التشوهات النسبية مع انخفاض في قيمة الإجهاد حتى تصبح معدومة عند الوصول إلى قيمة التشوه النسبي الحدي على الشد و الذي تم تقديره لمادة البيتون ب ( 10 مرات ) التشوه النسبي عند الوصول إلى إجهاد الشد الأعظمي  $(\epsilon_t^0)$  .[1].



الشكل (8-3) إجهاد الشد - التشوه النسبي للبيتون المسلح

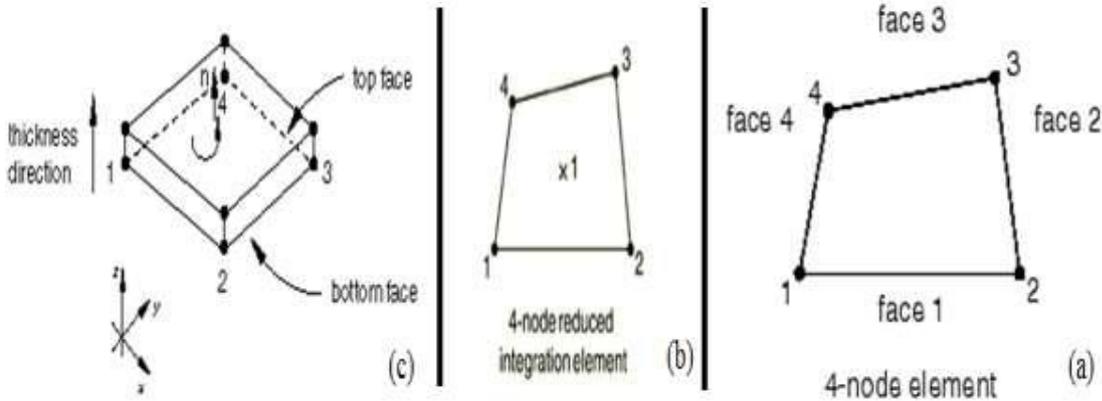
تم توصيف سلوك حديد التسليح المستخدم بمخطط (الإجهاد - التشوه) الموضح بالشكل (9-3) قيمة إجهاد الخضوع  $f_y = 414 \text{ Mpa}$  ، حيث يبدي حديد التسليح سلوكاً مرناً حتى الوصول إلى إجهاد خضوع حديد التسليح ( $f_y = 414 \text{ Mpa}$ ) بعدها يدخل حديد التسليح بمرحلة تام اللدونة حيث تزداد التشوهات النسبية دون أي زيادة في الإجهادات.



الشكل (9-3) مخطط الإجهاد - التشوه لحديد التسليح المدخل في (ABAQUS 6.5-1)

تم استخدام العنصر (S4R) في نمذجة البيتون ، وهو عنصر مساحي عام (Shell element) بأربعة عقد (4 noded element) ، ذو عدد مخفض لنقاط غاوس (Reduced Integration Points) ، جميع العقد لها ست درجات حرية (Six degree of freedom) ثلاثة انتقالات و ثلاثة دورانات (ABAQUS DOCUMENTATION, 2008) ، [1] .

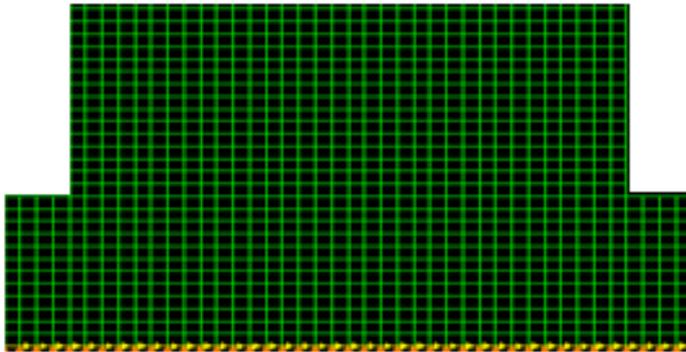
يبين الشكل (a-10-3) هذا العنصر مع ترقيم العقد ، و الشكل ( b-10-3 ) يبين نقاط غاوس في هذا العنصر ، وهي نقطة وحيدة في مركزه ، أما الشكل ( c-10-3 ) فيبين الاتجاه الموجب للناظم على سطح العنصر ، وبالتالي الاتجاه الموجب للسماعة .



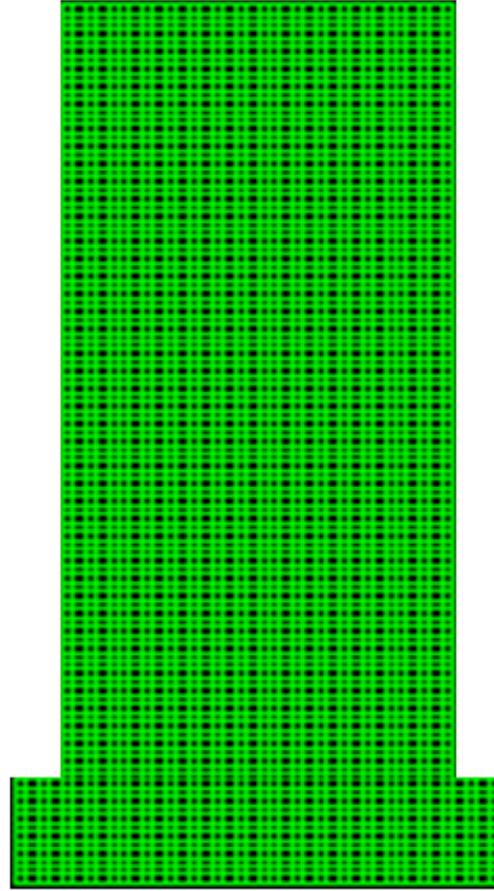
الشكل (10-3) : العنصر S4R : ترقيم العقد ، نقاط غاوس ، اتجاه السماعة ، [1]

تم نمذجة حديد التسليح باستخدام تعليمة **REBAR LAYER** المخصصة لنمذجة حديد التسليح ضمن العناصر ثنائية الأبعاد (S4R) في برنامج ال (ABAQUS) تسمح هذه التعليمة بإدخال قطر قضبان التسليح و التباعد بينها في كلا الاتجاهين ، و تحديد المنسوب الموجودة فيه طبقة التسليح كما تحدد هذه التعليمة خواص مادة حديد التسليح .

تم استخدام تحليل لاخطي يأخذ بعين الاعتبار لاخطية المادة ( Materially Non Linear Analysis - MNA ) و يبين الشكل ( 11-3 ) نموذج الجدار كما يبين الشكل ( 12-3 ) تطبيق الشروط المحيطة على النموذج باستخدام برنامج ABAQUS 6.5-1 .



الشكل (11-3) الشروط المحيطة عند نقاط استناد النموذج



الشكل (3-12) النموذج الجدار باستخدام ABAQUS 6.5-1

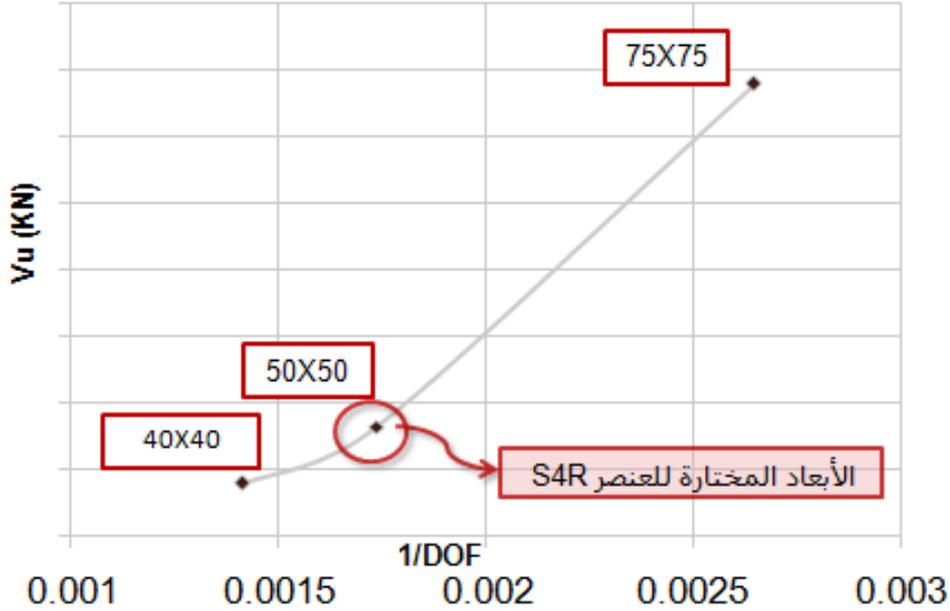
### 3-3-2 - دراسة تقارب الشبكة (mesh convergence) :

بما أن طريقة العناصر المحدودة هي طريقة عددية ، ومن أجل الوصول إلى الأبعاد المثالية للعناصر المحدودة المستخدمة ، أي إلى التقسيم المثالي للشبكة الذي يؤمن الاقتصادية من حيث زمن الحل ، قمنا بدراسة تقارب الشبكة (mesh convergence).

تمت الدراسة على جدار قص بيتوني مسلح معرض لحمولات شاقولية عند مستوى البلاطات و سجل زلزالي عند قاعدة النموذج . بما أن العنصر المستخدم في نمذجة البيتون هو (S4R) ، أي عنصر مساحي ذو بعدين ، لذلك تم تقسيم الجدار إلى عناصر بأبعاد (40X40) mm و من ثم إلى عناصر بأبعاد (50X50)mm و عناصر بأبعاد (75X75)mm و دراسة تأثير هذا التقسيم على قدرة تحمل الجدار.

يبين الشكل (3-13) تأثير دقة الشبكة أي أبعاد العنصر (S4R) على قدرة تحمل الجدار ، حيث يمثل المحور الأفقي مقلوب عدد درجات الحرية (Degree of freedom - DOF) ، والمحور الشاقولي هو (Pu) قوة القص الأعظمية الذي يتحمله الجدار ، ونلاحظ أن الحمل الحدي

الناتج عن التقسيم (40X40)mm قريب من نتيجة التقسيم (50X50) mm و بالتالي نكتفي بعدد التقسيمات الأخير (50X50) mm حيث أن اختيار النموذج (75X75) mm يؤدي إلى عدم دقة في النتائج أما اختيار النموذج (40X40) mm سيؤدي إلى عدم اقتصادية في زمن الحل .



الشكل (3-13) : تأثير دقة الشبكة على قدرة تحمل الجدار

تم تطبيق تحليل ديناميكي باستخدام برنامج ( ABAQUS 6.5-1 ) على الجدار البيتوني حيث استخدم السجل الزمني ( Nice s1 0.42g ) الموضح في الشكل (3-3) حيث كان زمن الهزة الكلية المستخدمة (10 sec) و التسارع الأعظمي 0.42g.

### 3-3-3 مقارنة النتائج التجريبية مع النتائج التحليلية:

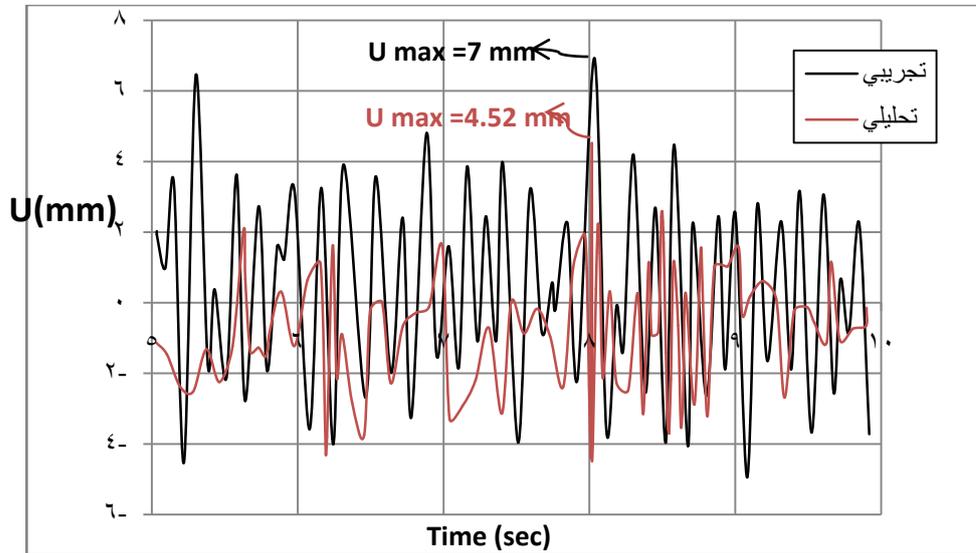
يبين الجدول (3-3) مقارنة قيم قوة القص للدراسة الحالية و الدراسة التجريبية المدروسة من قبل ( Combescure .etal,2001 ) ، [5] ، نلاحظ أن قيمة قوة القص الأعظمية التحليلية هي 84.3KN وهي قيمة قريبة للقيمة التي تم التوصل إليها بالدراسة التجريبية 79.6KN بفرق لا يتجاوز 5.9% وبالتالي فإن النتائج التحليلية مقبولة .

لم يتم الحصول علناتصرففسه للجدار للقوة الحرجة و ذلك بسبب استخدام منحنيات نظرية و ليست تجريبية لسلوك البيتون و التسليح.

الجدول (3-3) يوضح مقارنة قوة القص للدراسة الحالة مع الدراسة التجريبية لاختبار CAMUSIII

الفرق	قوة القص التجريبية	قوة القص التي تم التوصل إليها
5.9%	79.6 KN	84.3 KN

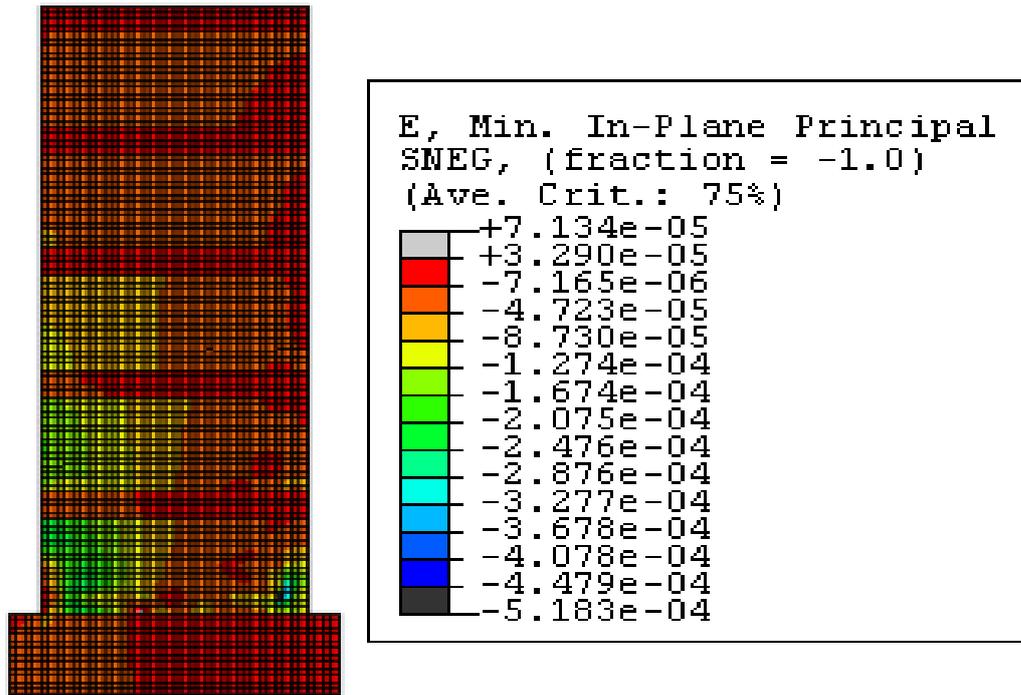
يبين الشكل (3-14) مقارنة السجل الزمني للانتقال للنموذج المدروس مع السجل الزمني للانتقال في التجربة ، نلاحظ أن أكبر انتقال تم الحصول عليه تحليلياً هو 4.52 mm بينما الانتقال التجريبي 7mm و السبب في هذا الفرق أن قساوة النموذج التحليلي أكبر من قساوة النموذج التجريبي و ذلك بسبب حدوث تشققات ميكروسكوبية ( micro cracks ) في النموذج التجريبي لم يتم أخذها بالاعتبار بالنموذج التحليلي .



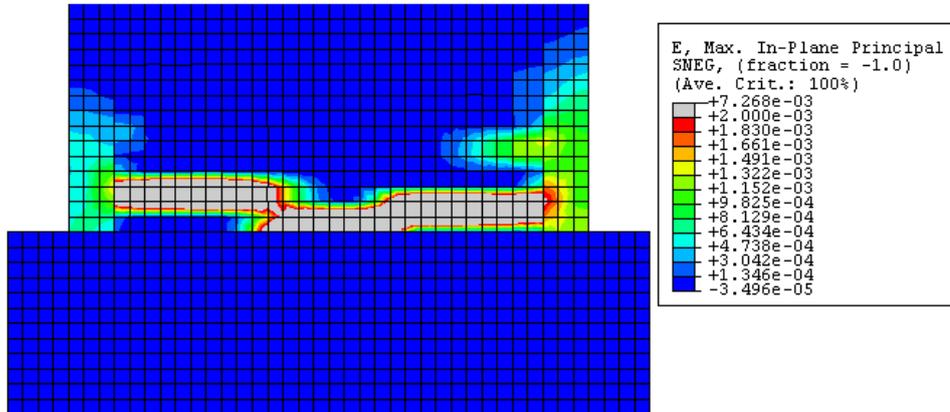
الشكل (3-14): مقارنة الزمن - الانتقال للنموذج التجريبي و التحليلي

يبين الشكل ( 3-15 ) التشوهات النسبية الرئيسية الضاغطة في النموذج المدروس (compressive principal strain)

الشكل (3-16) يبين توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة ( tensile principal strain ) للجدار موضحاً عليه المنطقة المتشققة و المتشكلة عند قاعدة الجدار حيث تنتشر التشققات من الداخل و باتجاه الخارج و ذلك بسبب وجود الأعمدة المخفية التي تمنع انتشار التشوهات على كامل قاعدة الجدار .



الشكل (3-15) التشوهات النسبية الرئيسية الضاغطة في النموذج المدروس  
(compressive principal strain)



الشكل (3-16) : توزيع التشوهات النسبية الرئيسية (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار

تمت نمذجة الجدار التجريبي على برنامج ال ABAQUS و مقارنة النتائج التجريبية مع النتائج التحليلية ، لم نحصل على نفس التصرف للقوة الحرجة للجدار بسبب استخدام منحنيات نظرية و ليست تجريبية لسلوك الببتون و حديد التسليح و لم نحصل على نفس الانتقال الأعظمي التجريبي لأن النموذج التحليلي أكثر صلابة من النموذج التجريبي بسبب وجود تشققات ميكروسكوبية (micro cracks) في النموذج التجريبي لم يتم أخذها بالاعتبار في النموذج التحليلي .

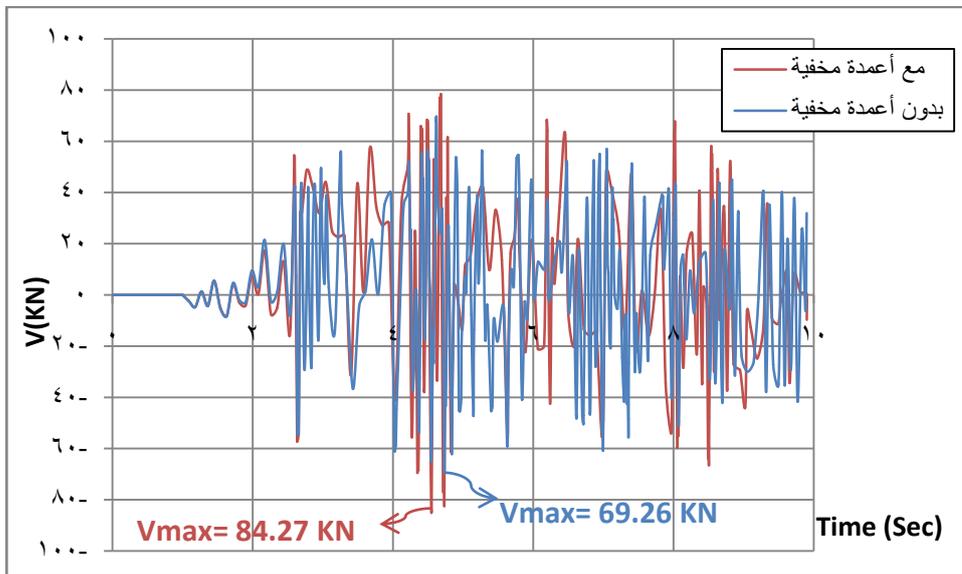
## الفصل الرابع

### تأثير المتغيرات البعدية في سلوك جدار القص تحت تأثير الحمولات الديناميكية

#### 1-4 تأثير وجود الأعمدة المخفية :

تم دراسة نموذج جدار القص بدون الأعمدة المخفية الموجودة أصلا بالدراسة المرجعية (Combesure .etal,2001)، [5]، كما في الشكل (3-2) ، لمعرفة تأثيرها على قدرة تحمل و انتشار التشوهات في جدار القص.

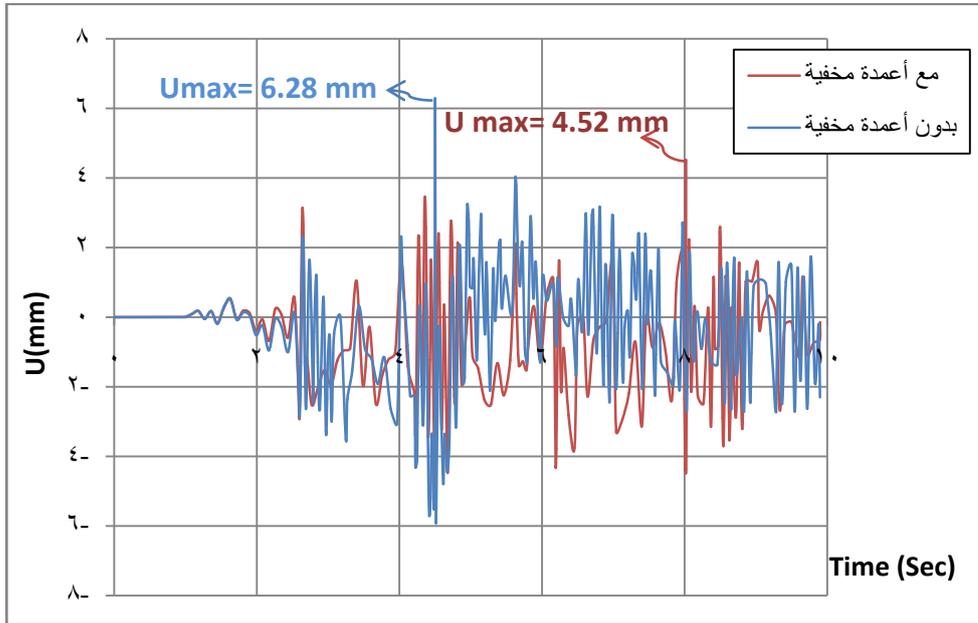
يبين الشكل (4-1) مقارنة بين منحنى الزمن - القص القاعدي لنموذج الجدار مع و بدون أعمدة مخفية حيث يعبر المحور الأفقي عن الزمن بينما يمثل المحور الشاقولي قوة القص القاعدي للنموذج ، نلاحظ من المنحنى أنه بدون الأعمدة المخفية الطرفية تتخفض المقاومة الأعظمية للنموذج بمقدار 17.8% حيث كان القص القاعدي الأعظمي مع أعمدة مخفية ( $V_{max}=84.27\text{KN}$ ) بينما انخفض القص القاعدي الأعظمي بدون أعمدة مخفية إلى ( $V_{max}=69.26\text{KN}$ ).



الشكل (4-1) مقارنة بين منحنى الزمن - القص للنموذج المدروس مع و بدون الأعمدة المخفية

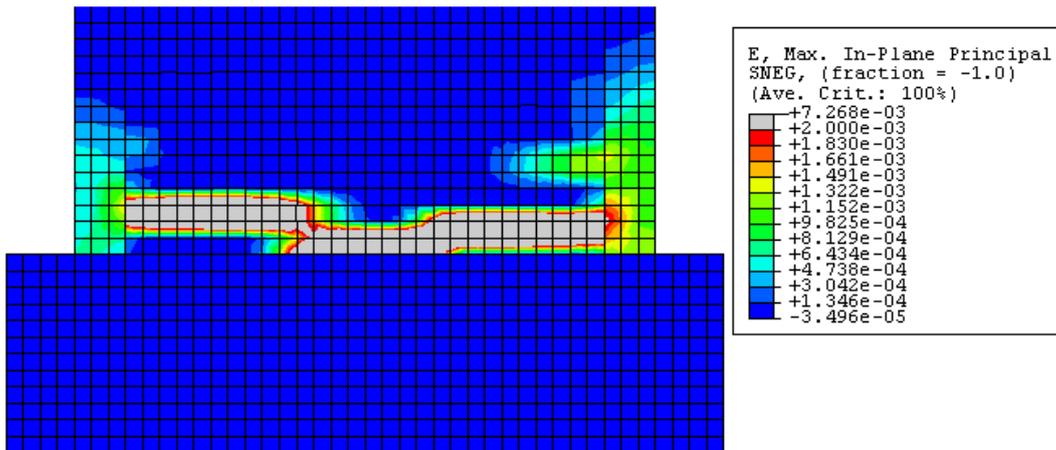
بينما يبين الشكل (4-2) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال لنموذج الجدار مع و بدون أعمدة مخفية حيث يمثل المحور الأفقي الزمن بينما يمثل المحور الشاقولي الانتقال في أعلى الجدار ، نلاحظ من المنحنى أنه بدون الأعمدة المخفية الطرفية يزداد الانتقال الأعظمي للجدار بمقدار

50% حيث كان الانتقال الأعظمي لجدار القص مع أعمدة مخفية (  $U_{max}=4.52\text{mm}$  ) بينما ازداد الانتقال بدون أعمدة مخفية إلى ( $U_{max}=6.82\text{mm}$ ).

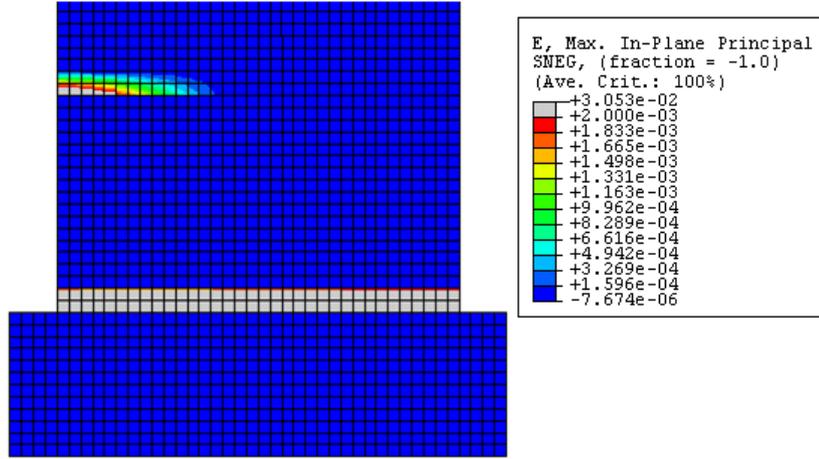


الشكل (2-4) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج المدروس مع و بدون الأعمدة المخفية

تبين الأشكال (3-4) ، (4-4) التشوهات النسبية الرئيسية للجدار البيتوني المسلح عند الوصول إلى التشوه النسبي المقابل لبدء سيلان حديد التسليح (  $\epsilon_y=0.002$  ) ، نلاحظ أنه في حال وجود الأعمدة المخفية انتشار التشوهات عند قاعدة الجدار بحيث تبقى محدودة بين العمودين المخفيين ، أما بحال عدم وجود الأعمدة المخفية تستمر التشوهات على كامل قاعدة الجدار وتبدأ بالتشكل عند مستوي الطابق الثاني .



الشكل (3-4) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار مع وجود الأعمدة المخفية



الشكل (4-4) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بدون وجود الأعمدة المخفية

#### 4-2 تأثير تغير شدة التسارع :

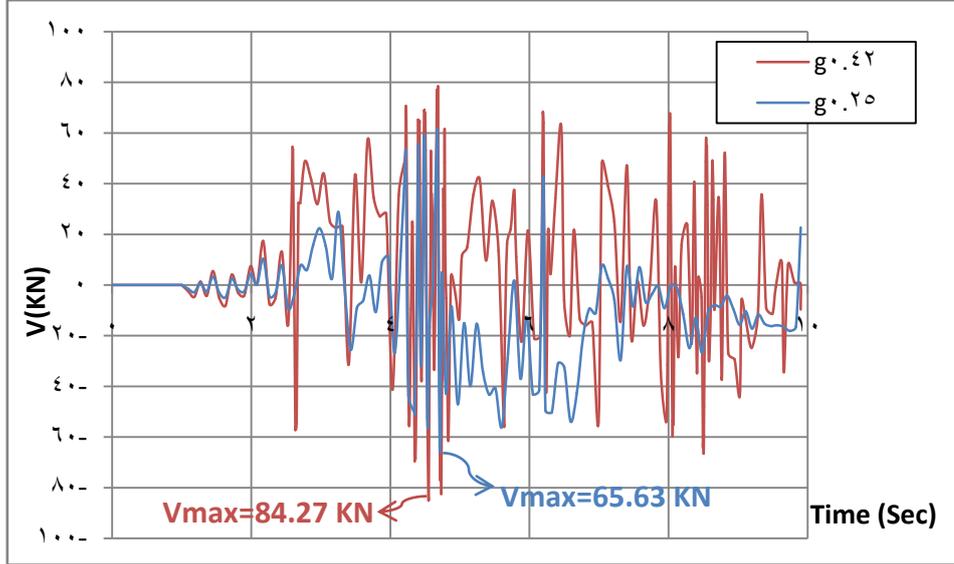
تم في هذه الدراسة التحليلية تطبيق سجل زلزالي لهزة أرضية بتسارع أعظمي 0.42g وسنقوم بدراسة تأثير تطبيق سجلات زلزالية بتسارعات أعظمية بقيم أقل وأكبر من التسارع الأعظمي للهزة المطبقة على الجدار التجريبي ، السجلات الزمنية التي سيتم تطبيقها على الجدار هي بالتسارعات الأعظمية التالية ( 0.25g , 0.35g , 0.42g , 0.64g ) لمعرفة تأثير تغير الشدة الزلزالية على قدرة تحمل الجدار وانتشار التشوهات ضمن الجدار .

يبين الشكل (4-5) مقارنة بين منحنى الزمن - القص القاعدي لنموذج الجدار لتطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي (  $a_{max} = 0.42g$  ) و (  $a_{max} = 0.25g$  )، نلاحظ من المنحنى انخفاض القص القاعدي الأعظمي بمقدار 22% .

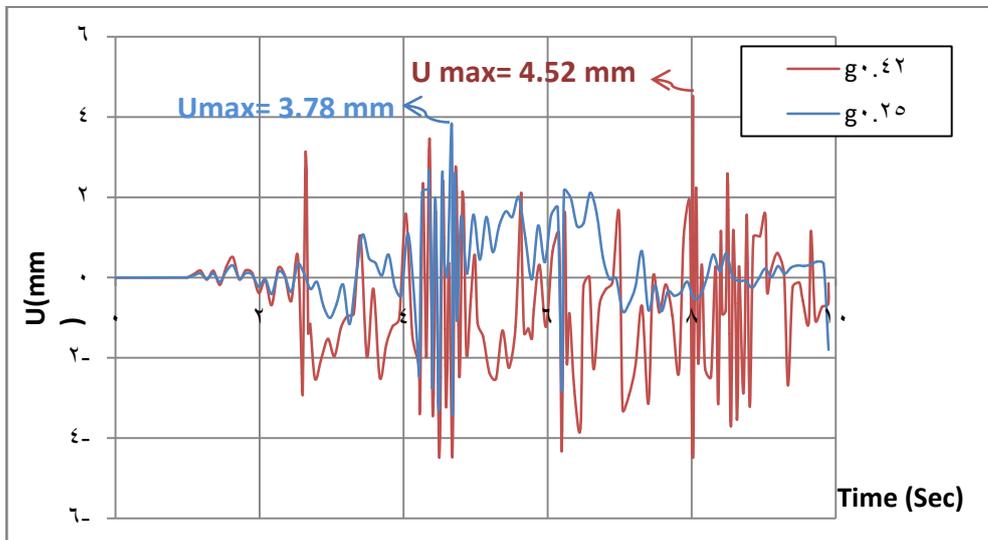
يبين الشكل (4-6) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لتطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي (  $a_{max} = 0.42g$  ) و (  $a_{max} = 0.25g$  )، نلاحظ من المنحنى انخفاض الانتقال الأعظمي للجدار بمقدار 16% .

يبين الشكل (4-7) مقارنة بين منحنى الزمن - القص القاعدي لنموذج الجدار لتطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي (  $a_{max} = 0.42g$  ) و (  $a_{max} = 0.35g$  )، نلاحظ من المنحنى انخفاض القص القاعدي الأعظمي بمقدار 9% .

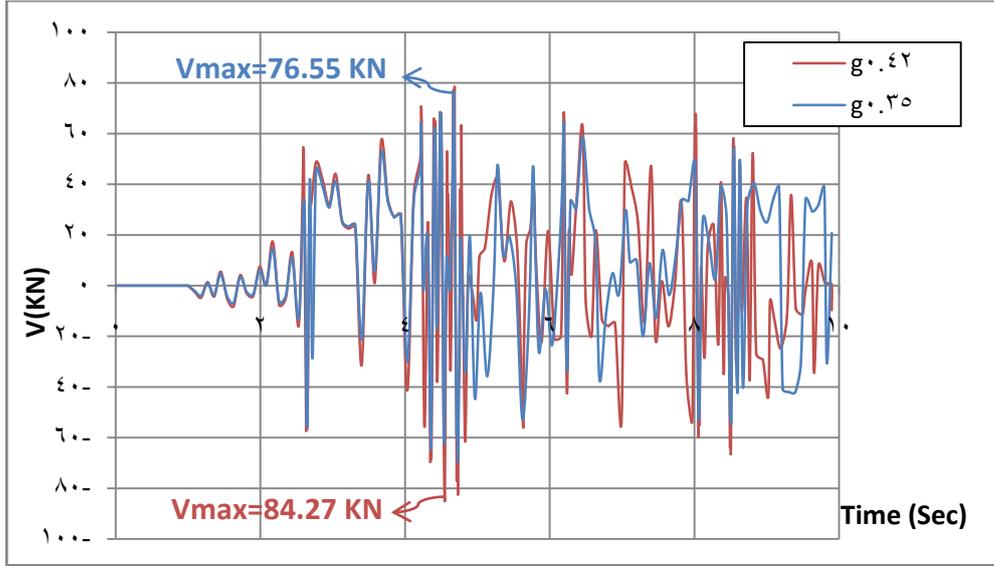
يبين الشكل (8-4) مقارنة بين منحني الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لتطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) و ( $a_{max} = 0.35g$ )، نلاحظ من المنحني انخفاض الانتقال الأعظمي للجدار بمقدار 7%.



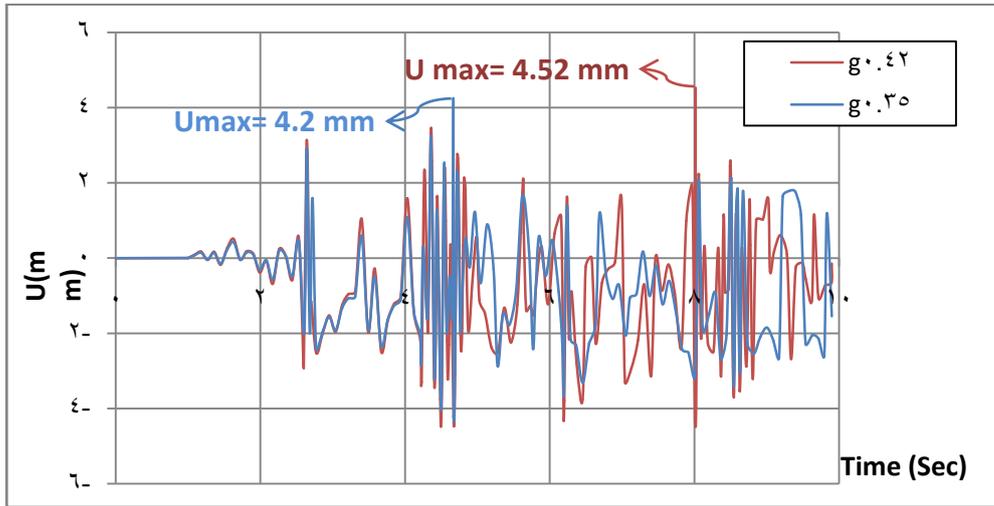
الشكل (5-4): مقارنة بين منحني الزمن - القص للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max} = 0.25g$ )



الشكل (6-4): مقارنة بين منحني الزمن - الانتقال للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max} = 0.25g$ )



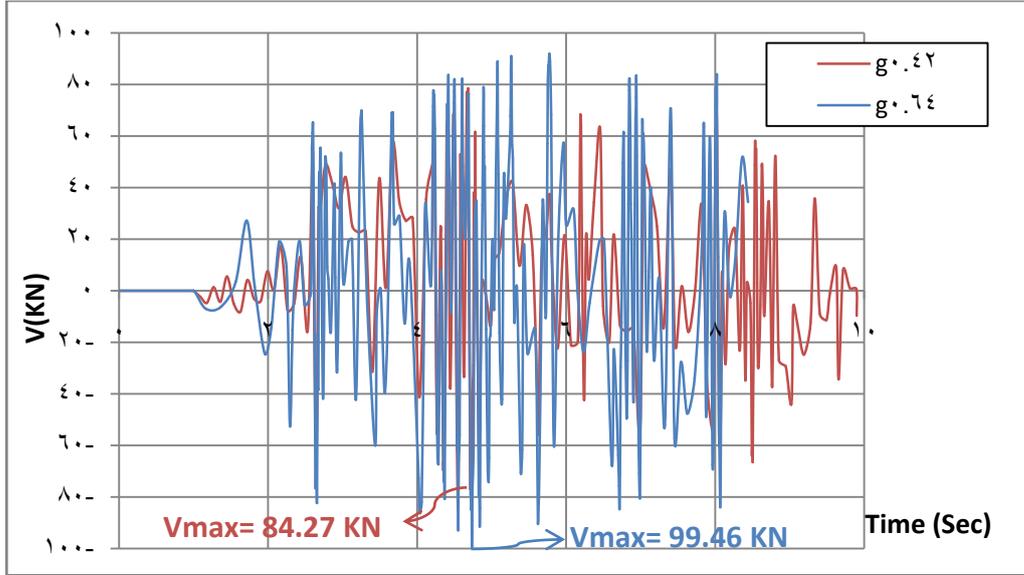
الشكل (4-7): مقارنة بين منحنىي الزمن - القص للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max} = 0.35g$ )



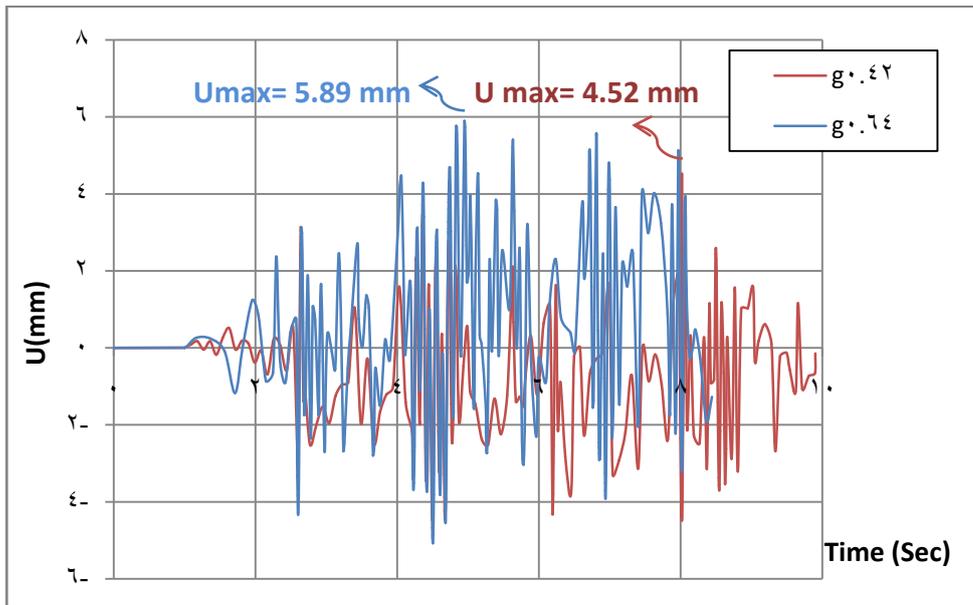
الشكل (4-8): مقارنة بين منحنىي الزمن - الانتقال للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max} = 0.35g$ )

يبين الشكل (4-9) مقارنة بين منحنىي الزمن - القص القاعدي لنموذج الجدار لتطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) و ( $a_{max} = 0.64g$ )، نلاحظ من المنحنى ازدياد القص القاعدي الأعظمي بمقدار 18% .

يبين الشكل (4-10) مقارنة بين منحنىي الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لتطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) و ( $a_{max} = 0.64g$ )، نلاحظ من المنحنى ازدياد الانتقال الأعظمي للجدار بمقدار 30% .



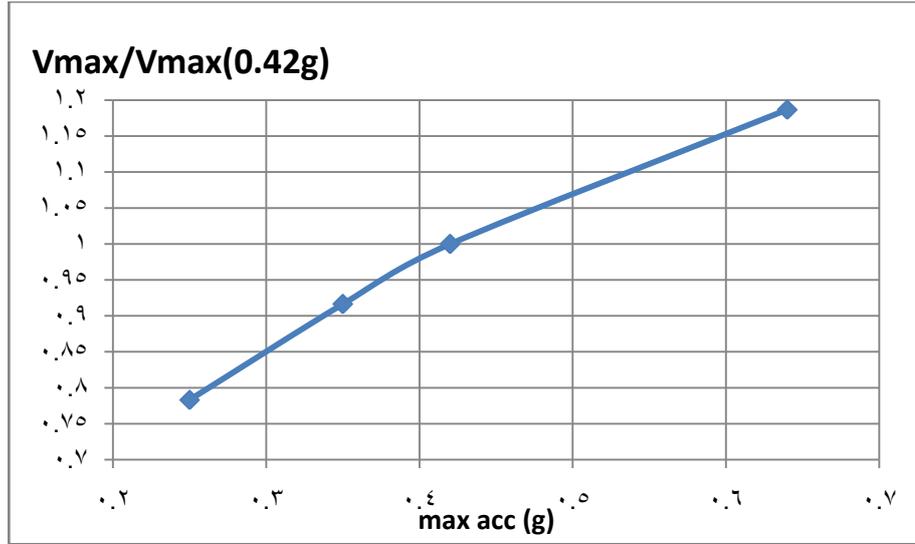
الشكل (4-9): مقارنة بين منحنىي الزمن - القص للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max} = 0.64g$ )



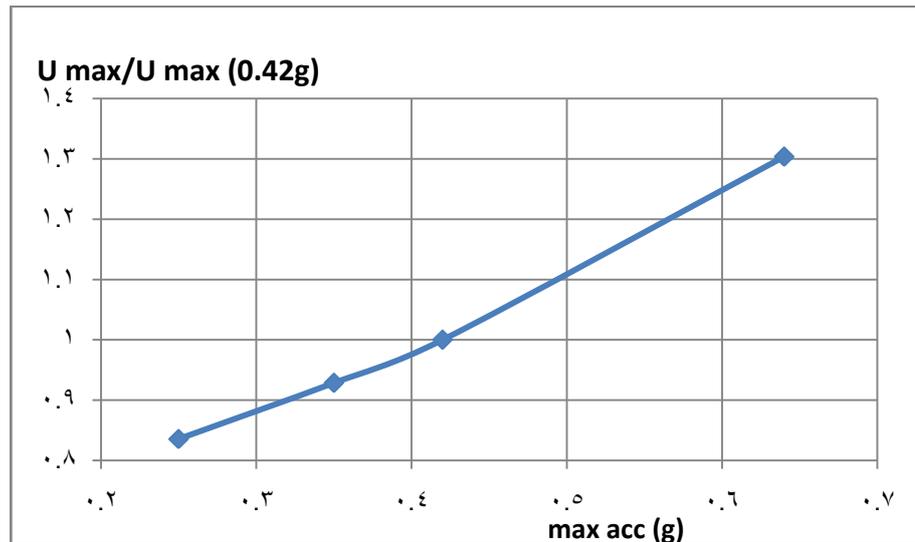
الشكل (4-10): مقارنة بين منحنىي الزمن - الانتقال للنموذج المدروس نتيجة تطبيق سجل زلزالي بتسارع أعظمي ( $a_{max} = 0.42g$ ) ، ( $a_{max} = 0.64g$ )

يبين المخطط (4-11) علاقة التسارع الأعظمي للشدة الزلزالية المطبقة عند قاعدة النموذج و التي يمثلها المحور الأفقي و نسبة القص القاعدي الأعظمي للتسارعات (  $0.25g$  ,  $0.35g$  ,  $0.42g$  ,  $0.64g$  ) إلى القص القاعدي الأعظمي للنموذج بتسارع (  $0.42g$  ) و التي يمثلها المحور الشاقولي ، حيث نلاحظ أنه بازياد التسارع التسارع الأعظمي للشدة الزلزالية المطبقة على قاعدة النموذج تزداد النسبة المذكورة ، كما يبين المخطط ( 4-12 ) علاقة التسارع الأعظمي للشدة

الزلزالية المطبقة عند قاعدة النموذج و التي يمثلها المحور الأفقي و نسبة الانتقال الأعظمي للتسارعات (0.25g , 0.35g , 0.42g , 0.64g) إلى الانتقال الأعظمي للنموذج بتسارع (0.42g) و التي يمثلها المحور الشاقولي ، حيث نلاحظ أنه بازياد التسارع الأعظمي للشدة الزلزالية المطبقة على النموذج تزداد النسبة المذكورة و نلاحظ زيادة كبيرة عند تسارع 0.64g و السبب في ذلك أن ازدياد الشدة الزلزالية يؤدي إلى بدء تحطم نموذج جدار القص بشكل مبكر عما هو الحال بالمقارنة مع الشدات الصغيرة .

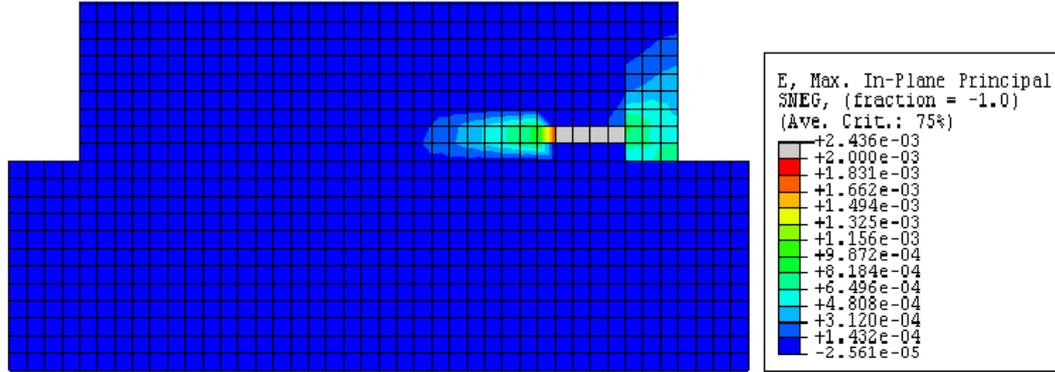


الشكل (4-11): منحنى التسارعات المستخدمة - نسبة قوة القص القاعدية الأعظمية لتسارعات (0.25g , 0.35g , 0.42g , 0.64g) إلى قوة القص الأعظمية لحالة التسارع (0.42g)



الشكل (4-12): منحنى التسارعات المستخدمة - نسبة الانتقال الأعظمي لتسارعات (0.25g , 0.35g , 0.42g , 0.64g) إلى الانتقال الأعظمي لحالة التسارع (0.42g)

تبين الأشكال (13-4) ، (14-4) ، (15-4) ، (16-4) التشوهات النسبية الرئيسية للجدار البيتوني المسلح عند الوصول إلى التشوه النسبي المقابل لبدء سيلان حديد التسليح ( $\epsilon_y=0.002$ ) ، نلاحظ أنه بزيادة الشدة يزداد انتشار التشوهات عند قاعدة الجدار و تبدأ بالتشكل داخل حدود الأعمدة المخفية و تستمر بالانتشار على كامل قاعدة الجدار و الانتشار إلى مستوي الطابق الثاني

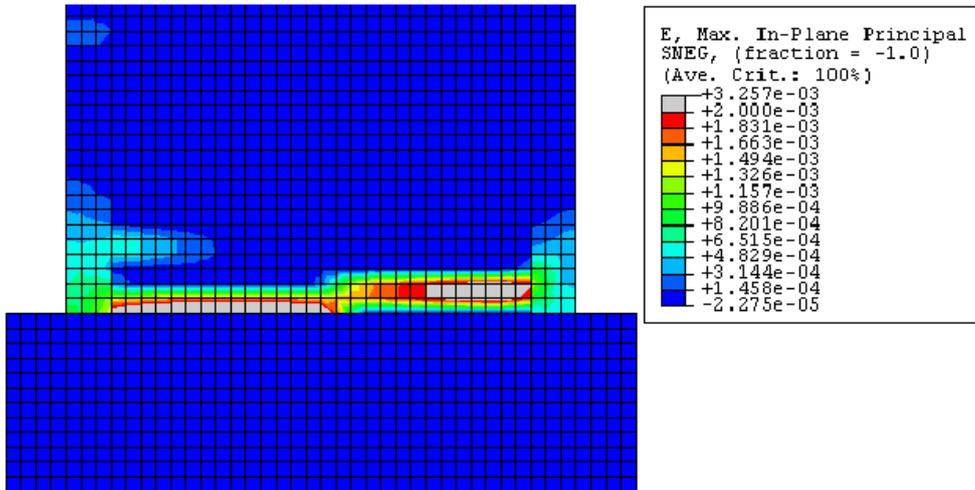


الشكل (13-4) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة

الجدار عند قيمة تسارع  $0.25g a_{max}$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.118

عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 0.833

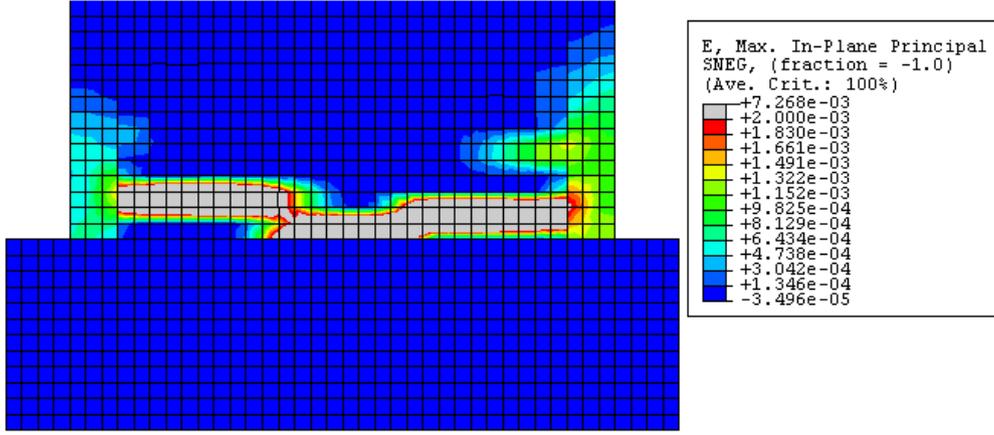


الشكل (14-4) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة

الجدار عند قيمة تسارع  $0.35g a_{max}$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.420

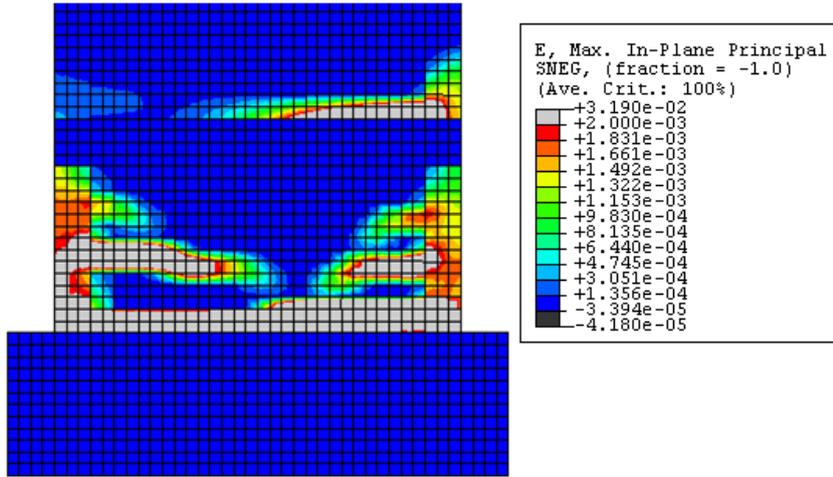
عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 0.833



الشكل (4-15) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار عند قيمة تسارع  $a_{max} = 0.42g$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.831

عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 1.605



الشكل (4-16) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار عند قيمة تسارع  $a_{max} = 0.64g$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 1

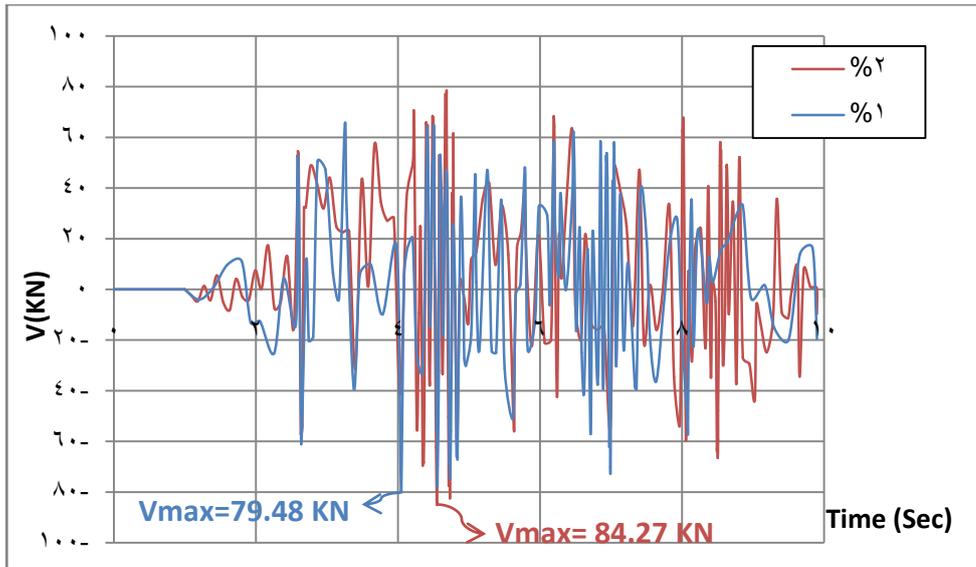
عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 4.94

3-4 تأثير تغيير نسبة تسليح الأعمدة المخفية :

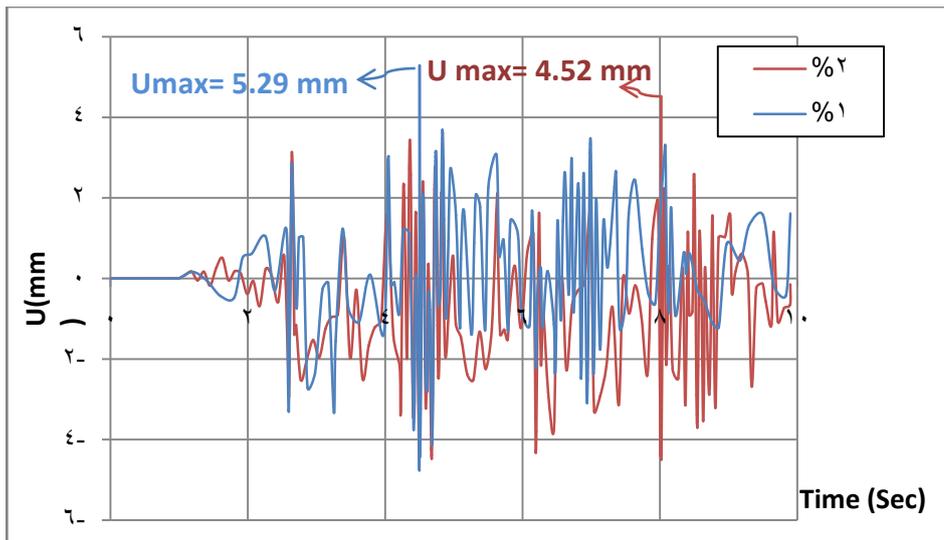
تم في هذه الدراسة التحليلية تطبيق سجل زلزالي لهزة أرضية بتسارع أعظمي  $0.42g$  عند قاعدة نموذج جدار قص مزود بأعمدة مخفية كما في الشكل (3-2)، مسلحة بنسبة تسليح 2% وسنقوم

بدراسة تأثير تغير نسبة تسليح الأعمدة المخفية على قدرة تحمل الجدار وانتشار التشوهات ضمن الجدار و ذلك بتطبيق نسب التسليح التالية (1% , 1.4% , 1.7% , 2.3%).

يبين الشكل (17-4) مقارنة بين منحنىي الزمن - القص القاعدي لنموذج الجدار لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1%، نلاحظ من المنحنى انخفاض القص الأعظمي للنموذج بمقدار 5.7%  
 يبين الشكل (18-4) مقارنة بين منحنىي الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1%، نلاحظ من المنحنى ازدياد الانتقال الأعظمي للنموذج بمقدار 17% .

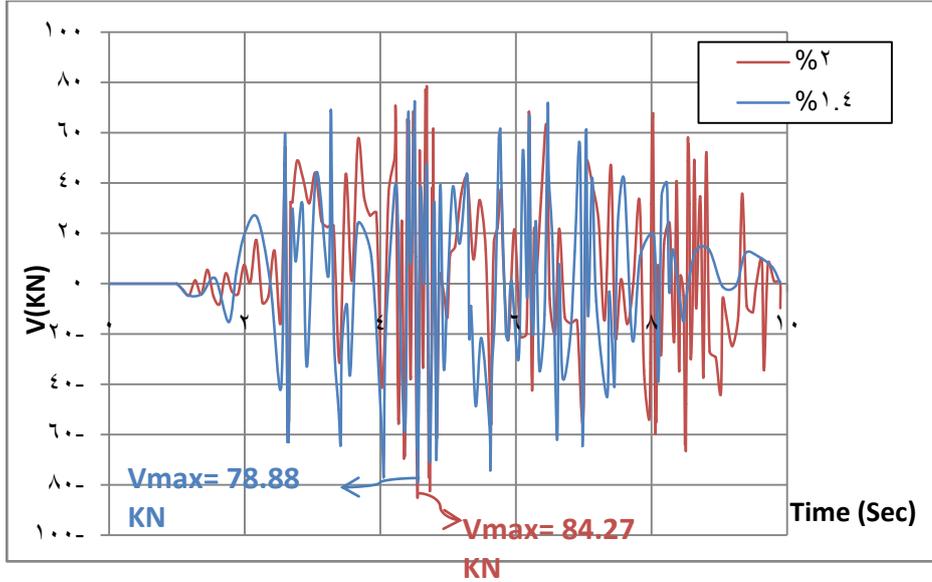


الشكل (17-4) مقارنة بين منحنىي الزمن - القص للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1%

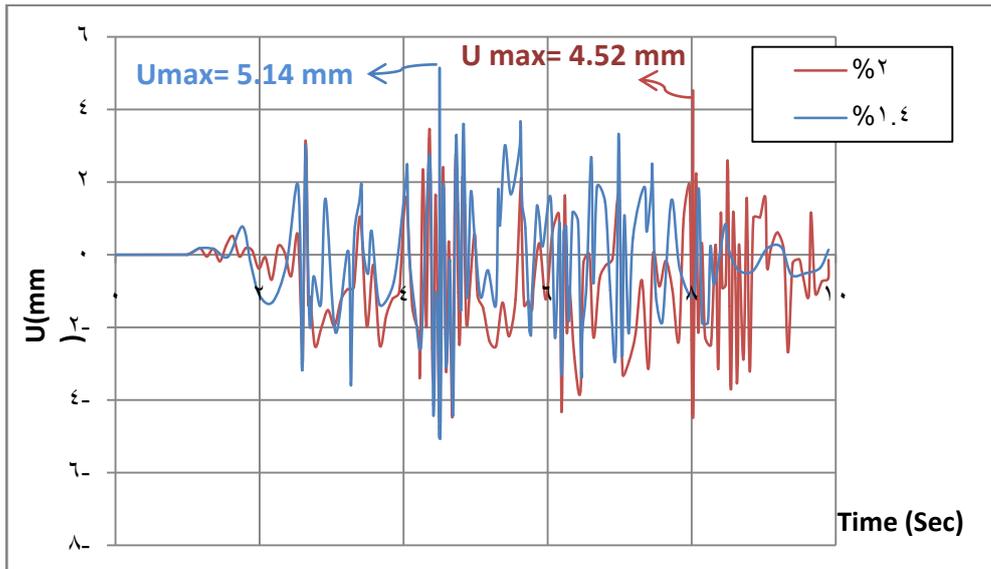


الشكل (18-4): مقارنة بين منحنىي الزمن - الانتقال للنموذج المدروس لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1%

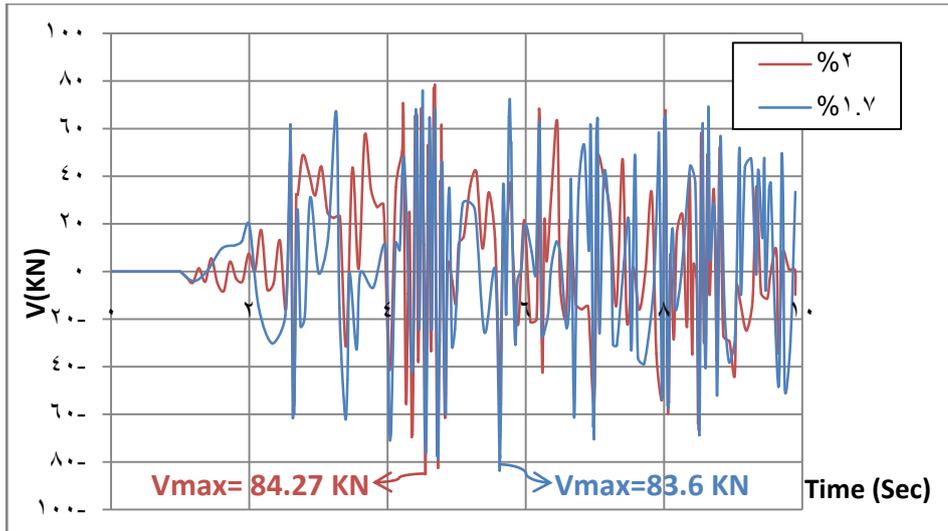
يبين الشكل (19-4) مقارنة بين منحنىي الزمن - القص لنموذج الجدار لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.4%، نلاحظ من المنحنى انخفاض القص الأعظمي للنموذج بمقدار 6.4% .



الشكل (4-19) مقارنة بين منحنى الزمن- القص للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.4%  
 يبين الشكل (4-20) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لنسب تسليح أعمدة  
 مخفية 2% , 1.4% ، نلاحظ من المنحنى ازدياد الانتقال الأعظمي للنموذج بمقدار 13.7% .

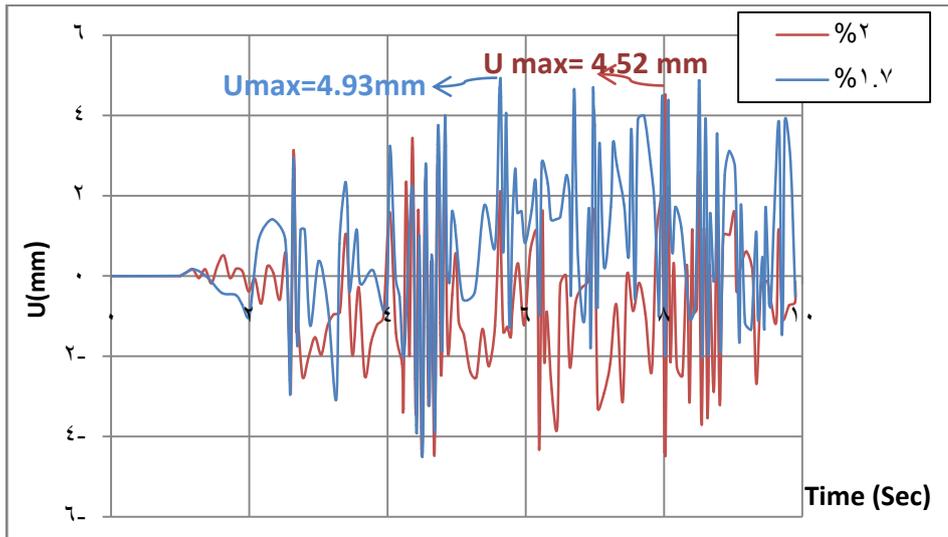


الشكل (4-20): مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج المدروس لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.4%  
 يبين الشكل (4-21) مقارنة بين منحنى الزمن - القص لنموذج الجدار لنسب تسليح أعمدة  
 مخفية 2% , 1.7% ، نلاحظ من المنحنى انخفاض القص الأعظمي للنموذج بمقدار 0.9% .



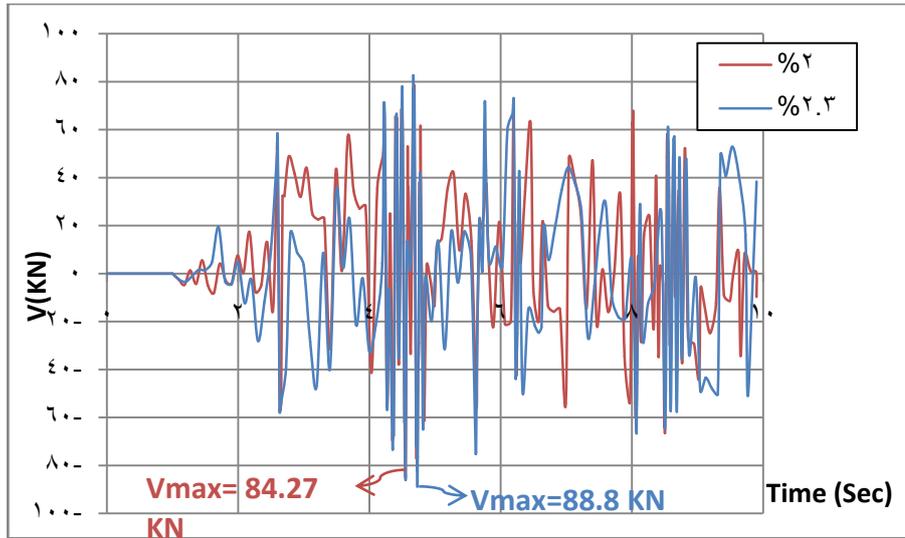
الشكل (4-21) مقارنة بين منحنى الزمن- القص للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.7%

يبين الشكل (4-22) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.7% ، نلاحظ من المنحنى ازدياد الانتقال الأعظمي للنموذج بمقدار 9% .



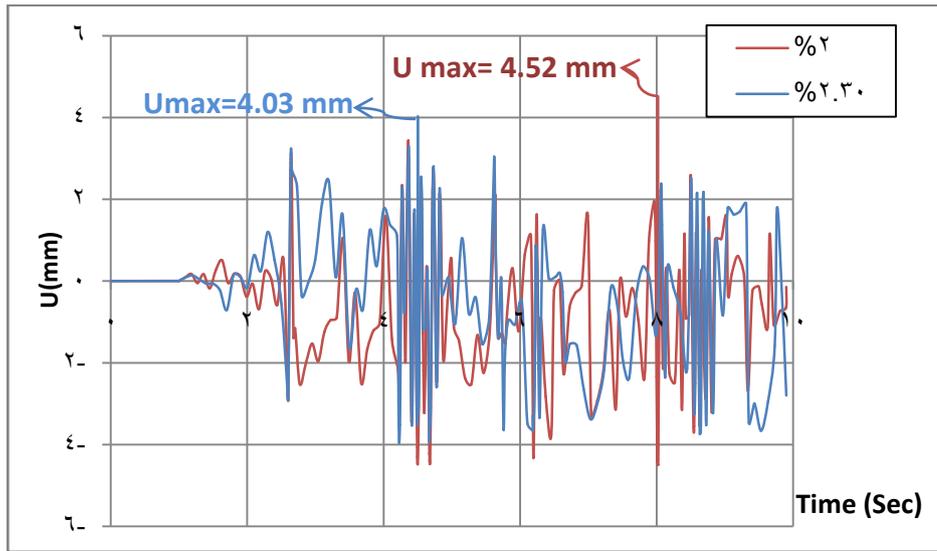
الشكل (4-22) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 1.7%

يبين الشكل (4-23) مقارنة بين منحنى الزمن - القص لنموذج الجدار لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 2.3% ، نلاحظ من المنحنى ازدياد القص الأعظمي للنموذج بمقدار 5.4% .



الشكل (4-23) مقارنة بين منحنى الزمن- القص للنموذج لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 2.3%

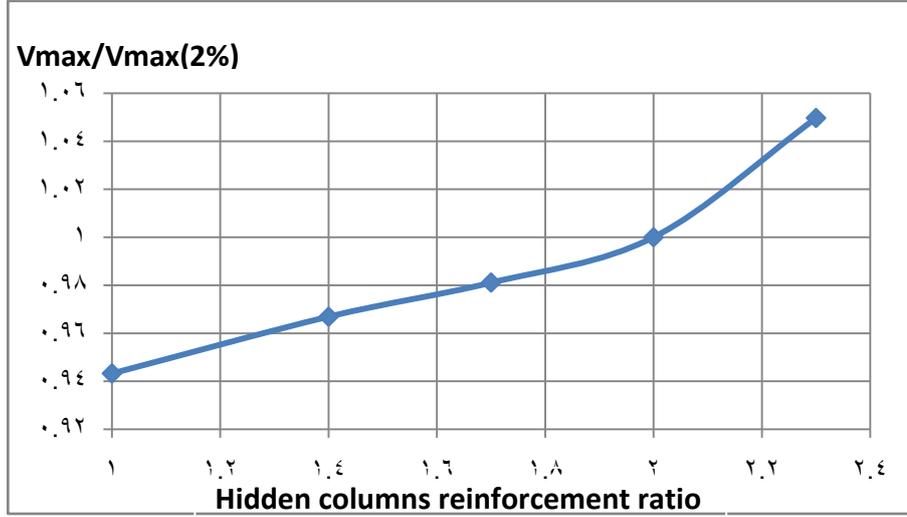
يبين الشكل (4-24) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 2.3% ، نلاحظ من المنحنى انخفاض الانتقال الأعظمي للنموذج بمقدار 10.8%.



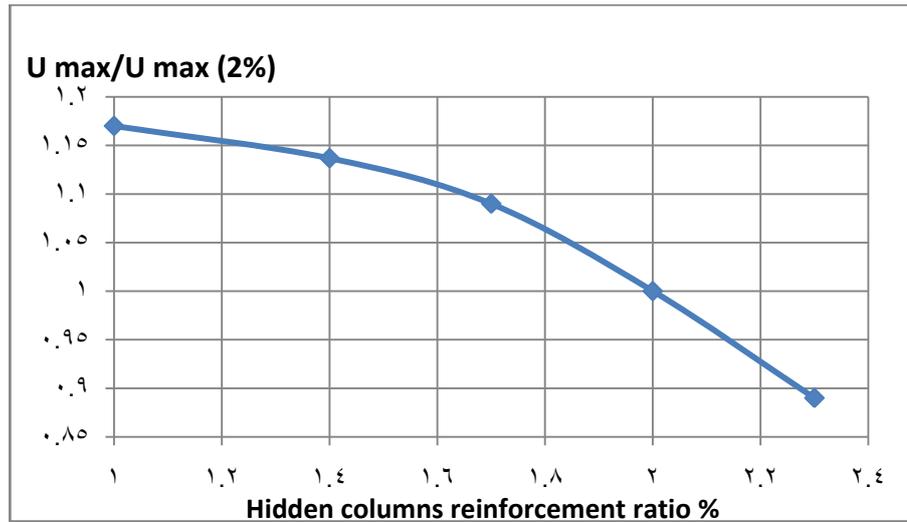
الشكل (4-24) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج المدروس لنسب تسليح أعمدة مخفية 2% , 2.3%

يبين المخطط (4-25) علاقة نسبة تسليح الأعمدة المخفية و التي يمثلها المحور الأفقي و نسبة القص القاعدي الأعظمي لنموذج الجدار للنسب ( 2.3% , 2% , 1.7% , 1.4% , 1% ) إلى القص القاعدي الأعظمي لنموذج الجدار لنسبة تسليح أعمدة مخفية ( 2% ) و التي يمثلها المحور الشاقولي ، حيث نلاحظ أنه بازدياد نسبة التسليح تزداد النسبة المذكورة ، كما يبين المخطط (4-26) علاقة نسبة تسليح الأعمدة المخفية و التي يمثلها المحور الأفقي و نسبة الانتقال الأعظمي للنسب ( 2.3% , 2% , 1.7% , 1.4% , 1% ) إلى الانتقال الأعظمي للنموذج لنسبة تسليح

أعمدة مخفية ( 2% ) و التي يمثلها المحور الشاقولي ، حيث نلاحظ أنه بازياد نسبة التسليح تنخفض النسبة المذكورة .



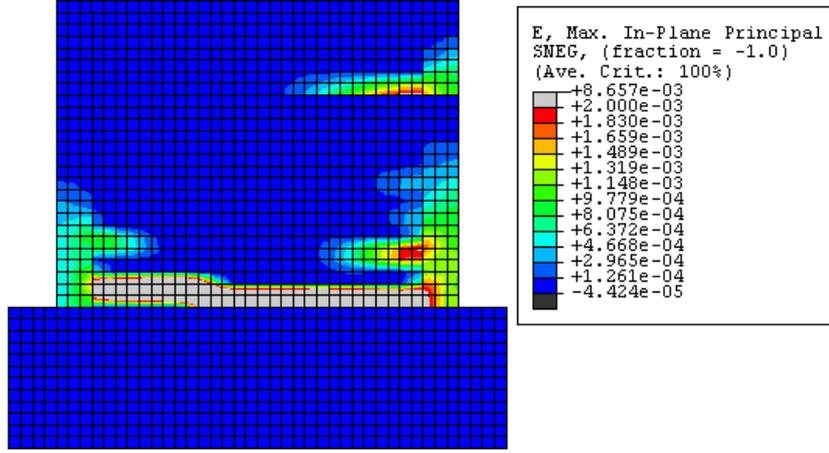
الشكل (4-25): منحنى نسبة تسليح الأعمدة المخفية - نسبة قوة القص القاعدية الأعظمية لنسب تسليح ( 2.3% , 2% , 1.7% , 1.4% , 1% ) إلى قوة القص الأعظمية للنسبة (2%)



الشكل (4-26): منحنى نسبة تسليح الأعمدة المخفية - نسبة الانتقال الأعظمي لنسب تسليح ( 2.3% , 2% , 1.7% , 1.4% , 1% ) إلى الانتقال الأعظمي للنسبة (2%)

تبين الأشكال (4-27) ، (4-28) ، (4-29) ، (4-30) ، (4-31) التشوهات النسبية الرئيسية للجدار البيتونى المسلح عند الوصول إلى التشوه النسبي المقابل لبدء سيلان حديد التسليح ( $\epsilon_y=0.002$ ) ، نلاحظ أنه بانخفاض نسبة تسليح الأعمدة المخفية يزداد انتشار التشوهات عند قاعدة الجدار حيث تبدأ بالتشكل داخل حدود الأعمدة المخفية و تستمر بالانتشار على كامل قاعدة الجدار.

١ نسبة التسليح 2.3% :

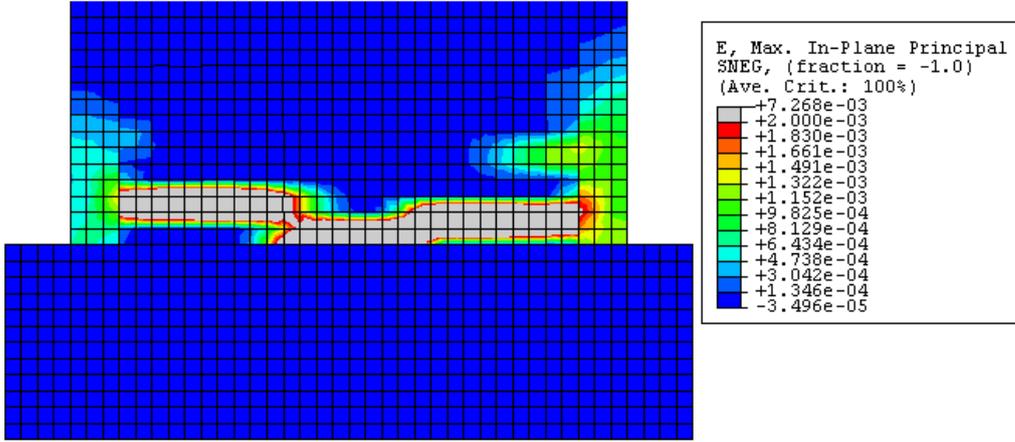


الشكل (4-27) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 2.3\%$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.794

عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 1.931

٢ نسبة التسليح 2% :

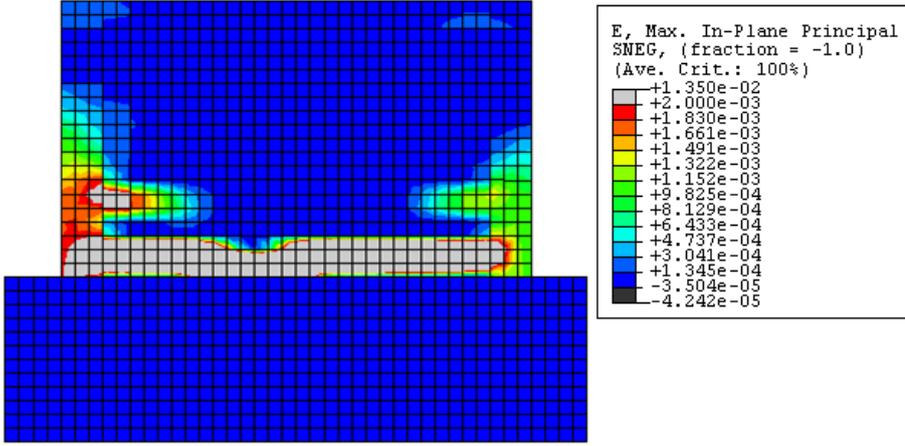


الشكل (4-28) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 2.0\%$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.831

عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 1.605

٣ نسبة التسليح 1.7% :



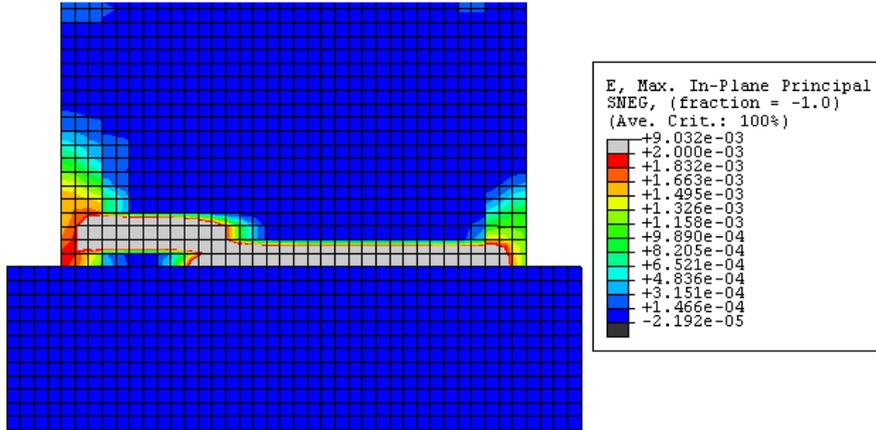
الشكل (4-29) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند

قاعدة الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 1.7\%$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.907

عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 3.07

٤ نسبة التسليح 1.4% :



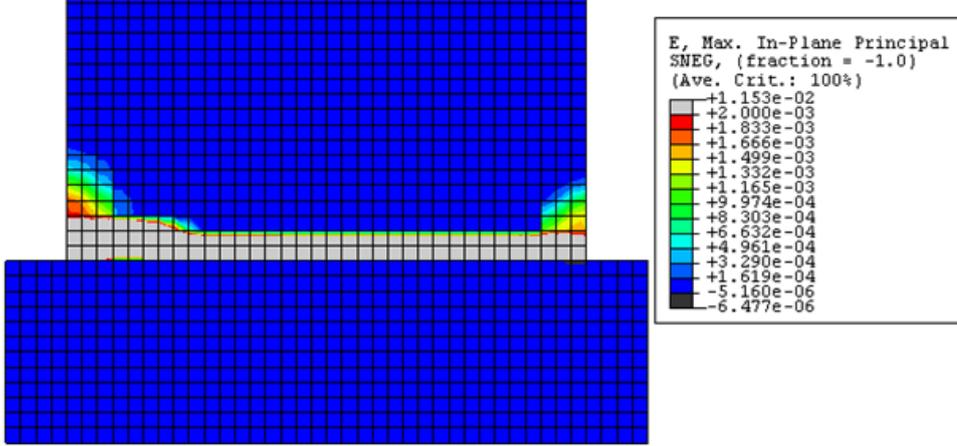
الشكل (4-30) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة

الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 1.4\%$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.919

عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 2.507

٥ نسبة تسليح 1% :



الشكل (4-31) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة

الجدار بنسبة تسليح أعمدة مخفية  $\rho = 1\%$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 1

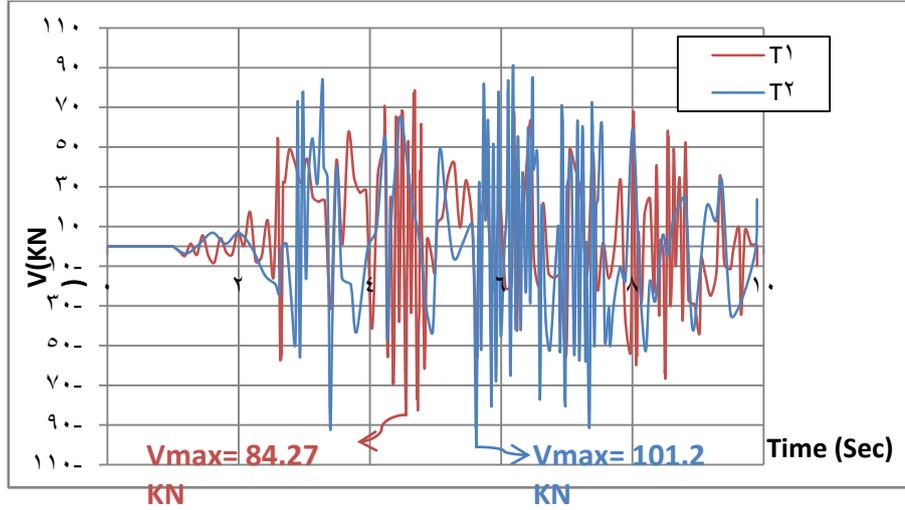
عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 2.662

4-4 تأثير تغير سماكة الأعمدة الطرفية :

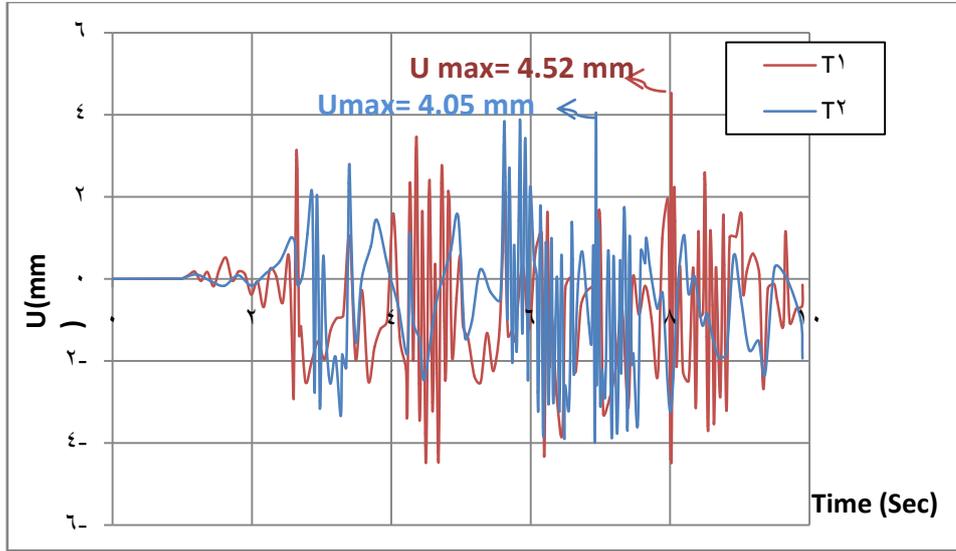
إن سماكة الأعمدة المخفية الطرفية للنموذج المستخدم في الدراسة التجريبية الحالية (Combesure .etal,2001) هي 60mm ، كما هو موضح بالشكل (3-2) ، تم دراسة أثر تغيير سماكة الأعمدة الطرفية على قدرة تحمل و انتشار تشوهات جدار القص بلأخذ القيم التالية لسماكة الأعمدة الطرفية (60 ، 120 ، 180 ، 240) mm .

يبين الشكل (4-32) مقارنة بين منحنى الزمن - القص لنموذج الجدار لسماكة أعمدة طرفية 2T نلاحظ من المنحنى ازدياد القص القاعدي الأعظمي بمقدار 20% .

يبين الشكل (4-33) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لسماكة أعمدة طرفية 2T نلاحظ من المنحنى انخفاض الانتقال الأعظمي للجدار بمقدار 10.3% .



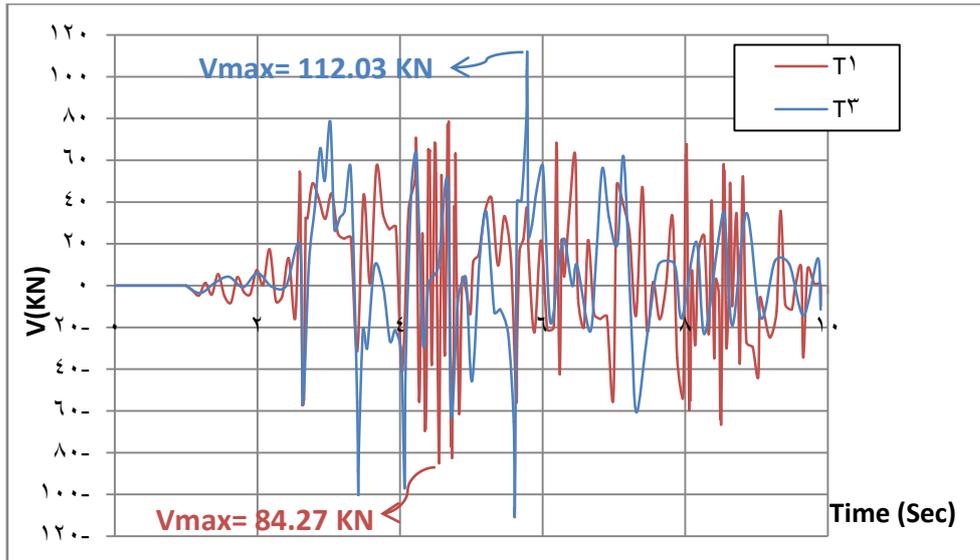
الشكل (4-32): مقارنة بين منحني الزمن - القص للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,2T



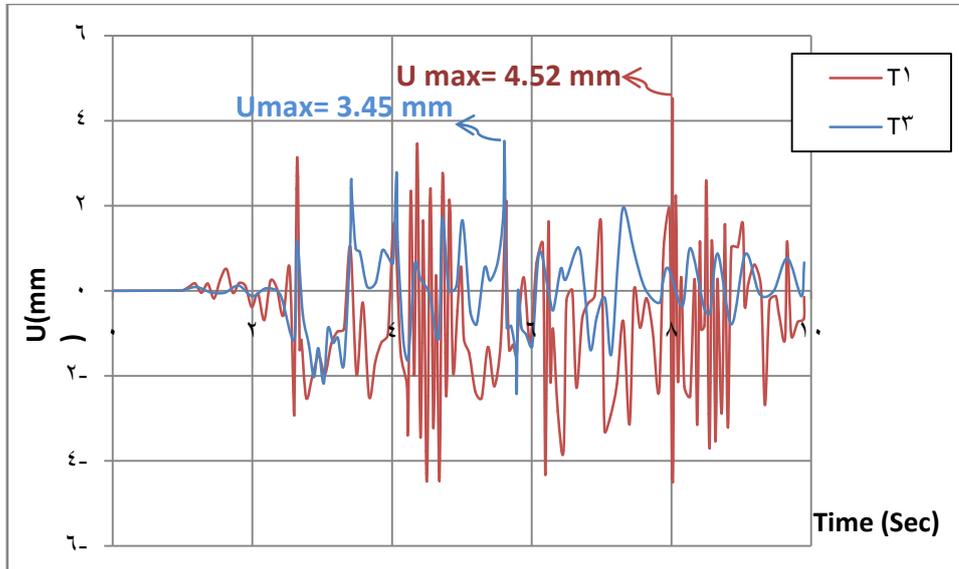
الشكل (4-33): مقارنة بين منحني الزمن - الانتقال للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,2T

يبين الشكل (4-34) مقارنة بين منحني الزمن - القص لنموذج الجدار لسماكة أعمدة طرفية 3T نلاحظ من المنحني ازدياد القص القاعدي الأعظمي بمقدار 32.9% .

يبين الشكل (4-35) مقارنة بين منحني الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لسماكة أعمدة طرفية 3T نلاحظ من المنحني انخفاض الانتقال الأعظمي للجدار بمقدار 23.6% .



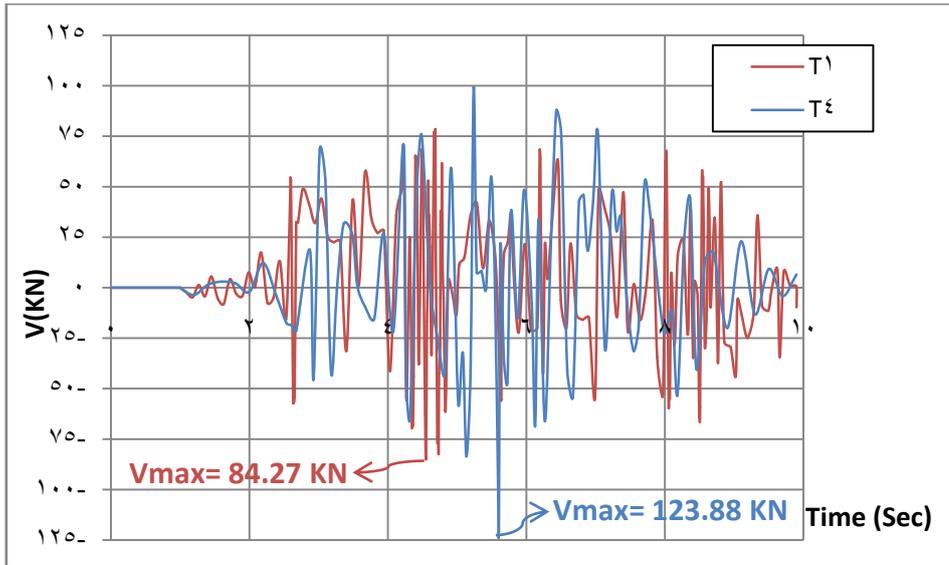
الشكل (4-34): مقارنة بين منحنى الزمن - القص للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,3T



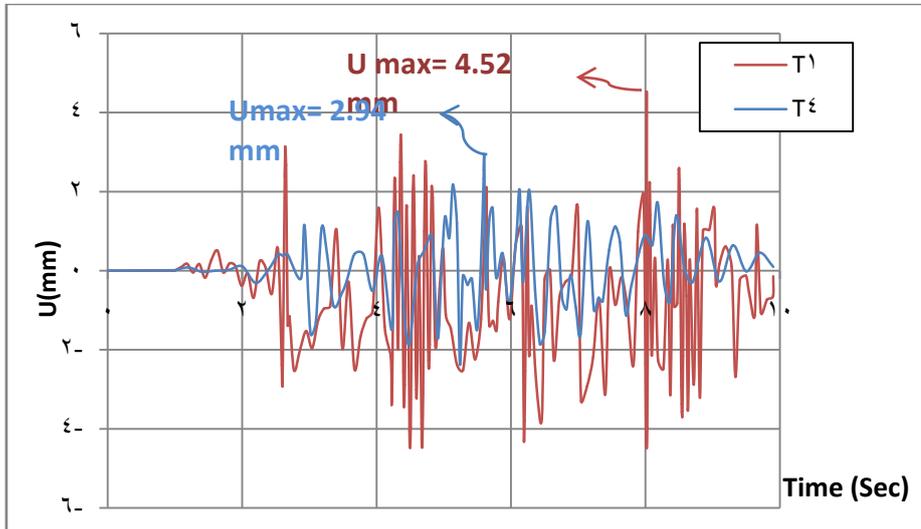
الشكل (4-35): مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,3T

يبين الشكل (4-36) مقارنة بين منحنى الزمن - القص لنموذج الجدار لسماكة أعمدة طرفية 4T نلاحظ من المنحنى ازدياد القص القاعدي الأعظمي بمقدار 47% .

يبين الشكل (4-37) مقارنة بين منحنى الزمن - الانتقال لنموذج الجدار لسماكة أعمدة طرفية 4T نلاحظ من المنحنى انخفاض الانتقال الأعظمي للجدار بمقدار 35% .

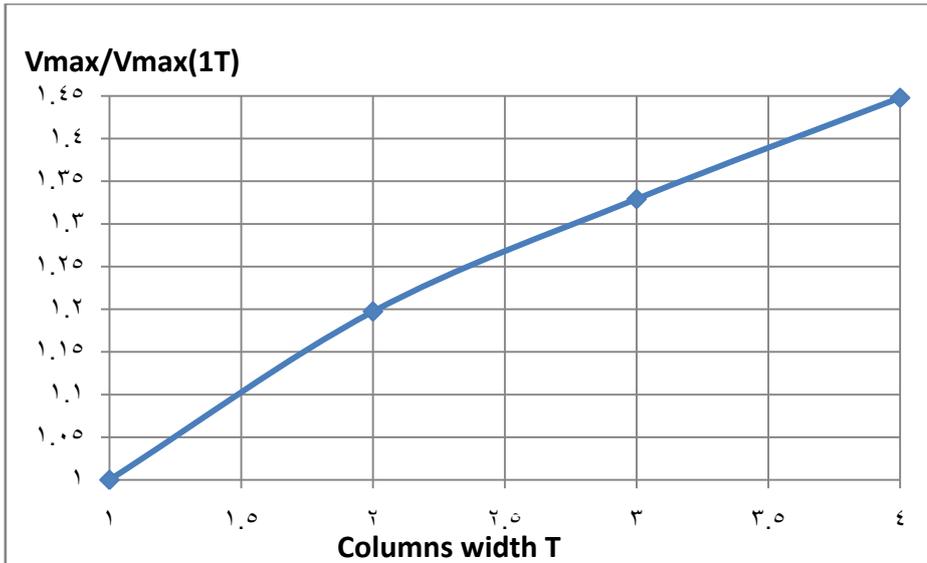


الشكل (4-36): مقارنة بين منحني الزمن - القص للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,4T

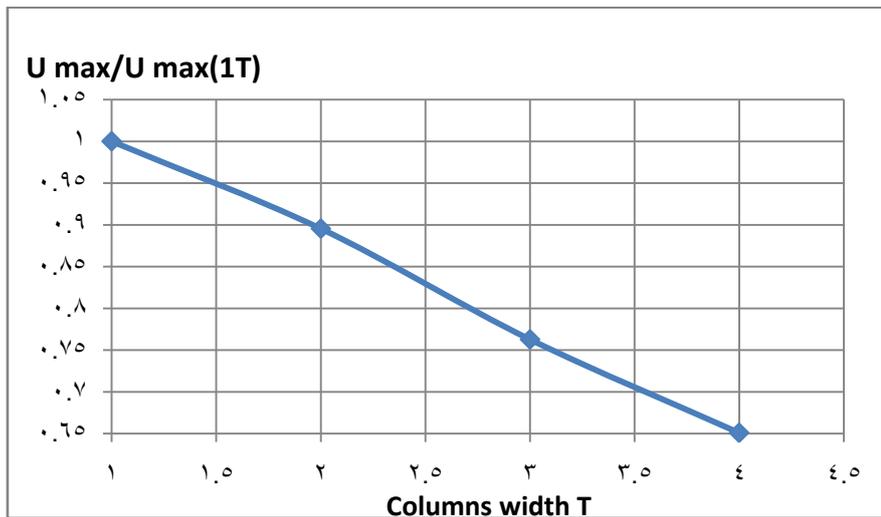


الشكل (4-37): مقارنة بين منحني الزمن - الانتقال للنموذج لسماكة أعمدة طرفية 1T,4T

يبين المخطط (4-38) علاقة سماكة الأعمدة الطرفية و التي يمثلها المحور الأفقي و نسبة القص القاعدي الأعظمي للنموذج للسماكات ( 1T,2T,3T,4T ) إلى القص القاعدي الأعظمي للنموذج لسماكة أعمدة طرفية ( 1T ) و التي يمثلها المحور الشاقولي ، حيث نلاحظ أنه بازدياد السماكة تزداد النسبة المذكورة ، كما يبين المخطط (4-39) علاقة سماكة الأعمدة الطرفية و التي يمثلها المحور الأفقي و نسبة الانتقال الأعظمي للسماكات ( 1T,2T,3T,4T ) إلى الانتقال الأعظمي للنموذج لسماكة أعمدة طرفية ( 1T ) و التي يمثلها المحور الشاقولي ، حيث نلاحظ أنه بازدياد نسبة التسليح تتخفض النسبة المذكورة .



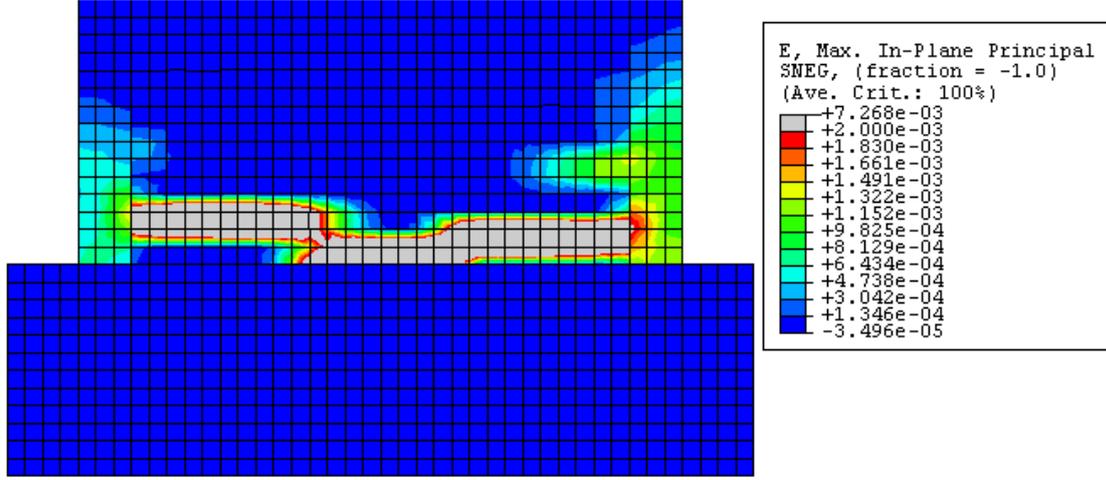
الشكل (4-38): منحنى سماكة الأعمدة الطرفية- نسبة القص الأعظمي لسماكة (1T,2T,3T,4T) إلى قوة القص الأعظمية لسماكة (1T)



الشكل (4-39): منحنى سماكة الأعمدة الطرفية- نسبة الانتقال الأعظمي لسماكة (1T,2T,3T,4T) إلى الانتقال الأعظمي لسماكة (1T)

تبين الأشكال (4-40) ، (4-41) ، (4-42) ، (4-43) التشوهات النسبية الرئيسية للجدار البييتوني المسلح عند الوصول إلى التشوه النسبي المقابل لبدء سيلان حديد التسليح ( $\epsilon_y=0.002$ ) . نلاحظ أنه بزيادة سماكة الأعمدة الطرفية يقل انتشار التشوهات عند قاعدة .

١ - سماكة الجدار  $t = 60 \text{ mm}$  :

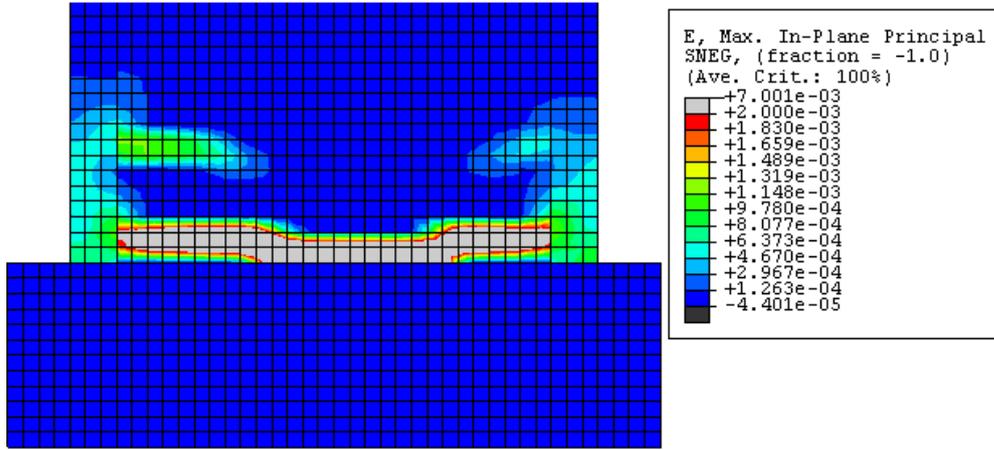


الشكل (4-40) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار لسماكة الأعمدة الطرفية  $t=60\text{mm}$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.831

عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 1.605

٢ - سماكة الجدار  $2t = 120 \text{ mm}$  :

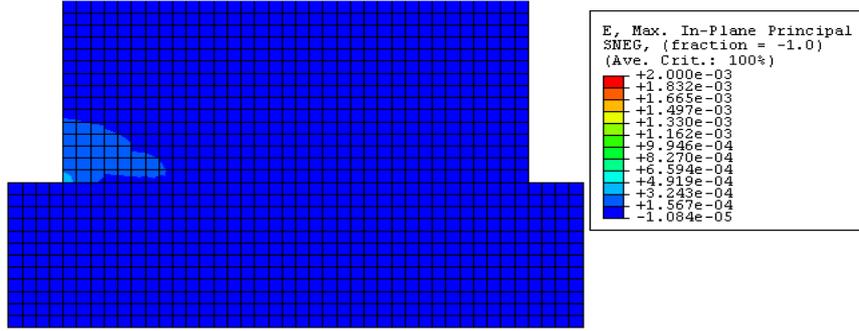


الشكل (4-41) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار لسماكة الأعمدة الطرفية  $t=120\text{mm}$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.784

عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 1.583

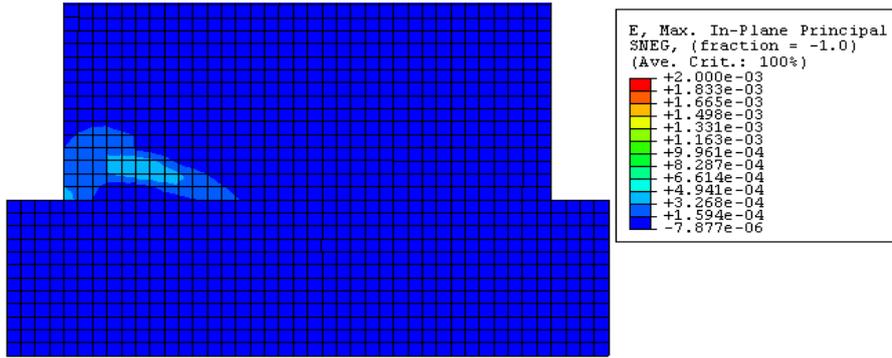
٣ - سماكة الجدار  $3t = 180 \text{ mm}$  :



الشكل (4-42) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار لسماكة الأعمدة الطرفية  $t=180\text{mm}$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.059 ، عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 0.348

٤ - سماكة الجدار  $4t = 240 \text{ mm}$  :



الشكل (4-43) توزيع التشوهات النسبية الرئيسية الشادة (Tensile Principal Strain) عند قاعدة الجدار لسماكة الأعمدة الطرفية  $t=240\text{mm}$

طول منطقة التشوه / طول الجدار = 0.011 ، عمق منطقة التشوه / سماكة الجدار = 0.13

تم في هذا البحث دراسة تأثير المتغيرات البعدية على سلوك جدار قص بيتوني مسلح معرض لحمولات ديناميكية ، تمت الدراسة باستخدام نظرية العناصر المحدودة (FEM) ، و استخدام التحليل الديناميكي اللاخطي مع الأخذ بعين الاعتبار لا خطية المادة (Materially non linear analysis) ، كما تم دراسة تأثير وجود الأعمدة المخفية و تأثير تغير شدة التسارع الزلزالي و نسبة تسليح و سماكة الأعمدة الطرفية ، و النتائج التحليلية التي تم التوصل إليها هي نتائج خاصة للجدار الحالي المدروس.

## الفصل الخامس

### النتائج والتوصيات

#### 1-5 النتائج

تم التوصل إلى النتائج التالية :

- ١ - لم يتم الحصول على نفس التصرف للقوة الحرجة للجدار و ذلك بسبب استخدام منحنيات نظرية و ليست تجريبية لسلوك البيتون و التسليح.
- ٢ - وجود الأعمدة المخفية كان له تأثير ف ي الحد من انتشار التشوهات المقابلة لبدء سيلان حديد التسليح (  $\epsilon_y=0.002$  ) بحيث تبقى محدودة بين العموديين المخفيين في حين أن عدم وجود العموديين المخفيين أدى إلى انتشار التشوهات على كامل قاعدة جدار القص و تشكل التشوهات عند مستوي الطابق الثاني .
- ٣ - وجود الأعمدة المخفية كان لها تأثير في زيادة مقاومة النموذج حوالي 18%.
- ٤ - إن زيادة شدة الهزة المطبقة على الجدار تسبب زيادة في رد فعل ال نموذج وقد لوحظ أنه بازدياد التسارع الأعظمي للشدة الزلزالية المطبقة على النموذج يزداد الانتقال للنموذج زيادة كبيرة عند تسارع 0.64g و السبب في ذلك أن ازدياد الشدة الزلزالية يؤدي إلى بدء تحطم نموذج جدار القص بشكل مبكر عما هو الحال بالمقارنة مع الشدات الصغيرة.
- ٥ - إن زيادة نسبة تسليح الأعمدة المخفية تؤدي إل زيادة غير خطية في المقاومة و تكون الزيادة في القوة الحدية ضئيلة بمقدار 11% مقابل زيادة من 1% حتى 2.3% في نسبة تسليح الأعمدة المخفية ، و ذلك لأن زيادة نسبة التسليح لا تسبب زيادة كبيرة في صلابة النموذج.
- ٦ - زيادة سماكة الأعمدة الطرفية كان لها أثر في زيادة القوة الحدية لتحمل الجدار و الوصول إلى مقاومة حتى (47%) عند زيادة السماكة بمقدار أربعة أضعاف سماكة جدار القص ، و يلاحظ زيادة كبيرة في المقاومة لأن زيادة السماكة يعطي زيادة كبيرة في الصلابة .

## 5-2 التوصيات

- ١ -دراسة تأثير وجود فتحات في جدران القص البيتونية المسلحة على مقاومة و مطاوعة الجدران تحت تأثير الهزات الأرضية.
- ٢ -زيادة عدد الطوابق (ارتفاع الجدار) لمعرفة تأثير عدد الطوابق على مطاوعة جدار القص و على طول المفصل اللدن المتشكل عند قاعدة الجدار .
- ٣ -دراسة تأثير تغير طول الجدار على مقاومة و مطاوعة جدار القص .

## المراجع

- [1] ABAQUS , version 6.5-1 (2005). ABAQUS / standard user's manual , ABAQUS INC , USA.
- [2] ASCE 2000. Fema 356: “prestandard and commenatry for the seismic in rehapilitation of buildings” , Report, prepared by the American Society of Civil Engineers, published by Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
- [3] BS EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, CEN.
- [4] BS EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rulesfor buildings, Brussels, CEN.
- [5] Combescure, D., Sollogoub, P., ILE,N ., Reynouard, J ., Mazars,J., Naze, P. ” Seismic loading effects on structural walls” . In: Post-FraMCoS-4 workshop ,2001.
- [6] Elghazouli, A.”seismic design of buildings to Eurocode8” . Spon Press , 106 – 174 , 2009.
- [7] Fischinger, M., Isakovic, T .”Benchmark analysis of structural walls” . 12 WCEE , 2000.
- [8] Kotronisa, P., Ragueneaub, F., Mazarsa, J .”simplified modeling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design ”. Engineering Structures 27 , 1197–1208 , 2005.
- [9] Moehle J. P . ,Hooper J. D . And lubke C. D. .”Seismid Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames :A Guide for Practicig Engineers” . National Institute of Standards and Tecnology , Gaithersburg, USA , 2008.
- [10] Panagiotoua, M. ”seismic design , testing and analysis of reinforced concrete wall buildings”. PhD thesis, californiia , USA,2008.
- [11] Papanokolaou V.K. , Elnashai A.S. ,Parejaj.f..” Limits of Applicapility of Conventional and Adaptive Pushover Analysis for Seismic Response Assessment ” . Mid-America Earthquake Center , Civil and Environmental Engineering Department, University of

Illionis at Urbana-Champaign , 2005.

- [12] Taranath, B.S."Wind and earthquake resistance buildings", Marcel Dekker . New York , USA , 2003.
- [13] Moukdad, Y."Behavior and design of concentrically braced frames under seismic load ",Msc thesis , Damascus University , Syria, 2011.
- [14] الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة. منشورات نقابة المهندسين ، سوريا ، 2004.
- [15] الكود العربي السوري لتصميم وتنفيذ المنشآت بالخرسانة المسلحة ، ملحق الزلازل منشورات نقابة المهندسين ، سوريا ، 2005.
- [16] السمارة، محمد . " أساسيات ديناميك المنشآت والهندسة الزلزالية " . سوريا، 2006.

## ABSTRACT

This thesis aimed to study the effect of dimensional variables on bearing capacity of a shear wall subjected to dynamic loads , In this study Finite Element Method (FEM) using Materially Non -Linear Analysis (MNLA) was performed .

The effects of hidden columns on shear wall show that hidden columns increase both shear wall resistance and ductility , also prevent spreading strain and deformation along shear wall base.

The Results of applying ground motions with different maximum accelerations on the behavior and bearing capacity of the shear wall show that the wall reaction increases linearly until particular acceleration and after this value the increment becomes nonlinear.

It was found that increasing reinforcement ratio in hidden columns leads to nonlinear and insignificant increment in bearing capacity , also increasing hidden columns thickness causes increasing bearing capacity but up to (57% ) when the columns thickness was increased four times of shear wall thickness.

**Syrian Arab Republic**  
**Damascus University**  
**Faculty of Civil Engineering**  
**Dept. of structural Engineering**



**The effect of the dimensional variables on the behavior  
of reinforced concrete shear walls under seismic loads**

Thesis submitted in fulfillment of the requirements for the degree of  
Master of Science in Structural Engineering

**By**  
**RawdaAlmafalani**

**Supervisor**  
**Dr. Edward Shaded**

**Structural Engineering Department**  
**Faculty of Civil Engineering**  
**Damascus University**

Damascus-2014