مجلة جامعة دمشق لبحوث الزلازل والكوارث
المجلد 2 العدد(1) – 2025: 59-76

Damascus University Journal of Earthquake and Disaster Research
Vo 2 number (1) -2025: 59-76

تقييم الأداء الزلزالي لمشفى القطيفة الوطني باستخدام التحليل الديناميكي المتزايد

علي محمد فتحي الرواس [*1] ريم سلمان الصحناوي[2]

[*1]. طالب ماجستير، مهندس، قسم الهندسة الإنشائيّة الزّلزاليّة، جامعة دمشق، المعهد العالي للبحوث والدّراسات الزّلزاليّة.

ali.arw@damascusuniversity.edu.sy

[2]. مدرسة، دكتورة، مهندسة قسم الهندسة الإنشائية الزلزالية، جامعة دمشق، المعهد العالي للبحوث والدّراسات الزّلزاليّة Reem1.salman@damascussuniversity.edu.syd .

الملخص:

تعتبر دراسة تقييم سلامة المنشآت الصحية أمراً ضرورياً خاصة بحالة التعرض للكوارث كالزلازل، فمن اللازم ضمان سلامة وقابلية التشغيل للمشافي بعد حدوث الزلازل. تساعد منحنيات الهشاشة بتقييم الأداء الزلزالي المتوقع للبناء وتقييم الخسائر مما يساعد المختصين بوضع خطط للطوارئ لاحقاً. تم في هذا البحث تقييم الأداء الزلزالي لمشفى القطيفة الوطني المصمم زلزالياً وفقاً للكود العربي السوري وذلك بإجراء تحليل ديناميكي متزايد لإيجاد منحنيات الهشاشة للعناصر المكونة للجملة الإنشائية للمشفى، كما تم تقييم أداء البناء على الشدة الموافقة للزلزال التصميمي للتحقق من الوصول إلى مستوى الأشغال المباشر، وعلى الشدة الموافقة للزلزال الأعظمي الاعتباري للتحقق من الوصول إلى مستوى أمان الحياة. من النتائج التي توصلت إليها الدراسة أنه على الرغم من أن المبنى المدروس يحقق المتطلبات العامة لنسب الانزياحات المطلوبة إلا أن بعض العناصر الإنشائية كالجدران المحكومة بالقص والأعمدة والجوائز المكونة لإطار الواجهة لم تحقق مستوى الأداء المطلوب. كما أظهرت النتائج أن التحليل الديناميكي المتزايد يقدم رؤية أفضل للأداء الزلزالي المتوقع للعناصر الإنشائية لا تقدمها طرق التحليل الأخرى.

الكلمات المفتاحية: الخطر زلزالي، التصميم الزلزالي المبني على الاداء، التحليل الديناميكي المتزايد، منحنيات الهشاشة، هشاشة الانهيار.

تاريخ الإيداع: 2024/10/11
تاريخ القبول: 2025/3/12

حقوق النشر: جامعة دمشق – سورية، يحتفظ المؤلفون بحقوق النشر بموجب **CC BY-NC-SA**

Seismic Performance Assessment of Alqutiefeh Hospital Using Incremental Dynamic Analysis

Ali Mohamad Fathi ALRAWAS[*1] Reem Salman ALSEHNAWI[2]

*[1]. Master Student in Department of Seismic Structural Engineering, University of Damascus, Higher Institute of Earthquake Studies & Research, Damascus, Syria
ali.arw@damascusuniversity.edu.sy

[2]. Assistant Professor in Department of Seismic Structural Engineering, University of Damascus, Higher Institute of Earthquake Studies & Research, Damascus, Syria
Reem1.salman@damascussuniversity.edu.syd

Received: 11/10/2024
Accepted: 12/3/2025

Copyright: Damascus University- Syria, The authors retain the copyright under a CC BY- NC-SA

Abstract:

The study of assessing the safety of health facilities is essential, especially in the case of exposure to disasters such as earthquakes. It is necessary to en sure the safety and operability of hospitals after earthquakes. Fragility curves help in assessing the expected seismic performance of the building and evaluating losses, which helps specialists develop emergency plans later. In this research, the seismic performance of Al-Qatifah National Hospital, which was designed seismically according to the Syrian Building Code, was evaluated by conducting an incremental dynamic analysis for developing the fragility curves for the structural elements, then evaluating the building's performance on the intensity corresponding to the design earthquake to verify reaching the immediate occupancy level, and on the intensity corresponding to the maximum considered earthquake to verify reaching the life safety level. the results show by the that although the studied building meets the general requirements for the acceptable drift ratios, some structural elements (such as shear-controlled walls, columns and beams forming the facade frame) did not achieve the required performance level. The results also showed that the incremental dynamic analysis provides a better view of the expected seismic performance of structural elements than other analysis methods.

Key words: Seismic Hazard, Performance-Based Seismic Design, Incremental Dynamic Analysis, Fragility Curves, Collapse Fragility.

المقدّمة:

تتعرض الأبنية والمنشآت عند حدوث الهزات الأرضية إلى مستويات متعددة من الأضرار، تتعلق بشكل أساسي بشدة الحركة الأرضية ومواصفات البناء وإستجابة الموقع، ويتحدد مستوى الضرر المسموح حصوله بأهمية المنشأ وشدة الحركة الأرضية. تعرضت العديد من المشافي والمراكز الصحية إلى الانهيار أو الخروج عن الخدمة خلال الاحداث السابقة على الرغم من أن بعضها مصمم لمقاومة الأحمال الزلزالية. بدأ التوجه إلى استخدام التصميم الزلزالي المبني على الأداء Performance-Based Seismic Design (PBSD) بعد زلزال نورث–ريدج (Northridge 1994) لتصميم المباني التي لا تحقق اشتراطات الكود بما يتعلق بالارتفاعات المسموحة لبعض الجمل الإنشائية Non-Prescriptive Building. حيث يتم التحقق من بقاء المنشأ ضمن الحالة المرنة على الشدة الموافقة للزلزال الإستثماري Service Limit Earthquake (SLE) ذو زمن عودة 43 سنة، وغالباً ما يستخدم التحليل النمطي باستخدام طيف إستجابة موافق للشدة السابقة، والتحقق من استقرار المنشأ وتحقيقه لمستوى الأداء المرغوب تحت الشدة الموافقة للزلزال الأعظمي الاعتباري Maximum Considered Earthquake (MCE) ذو زمن عودة 2475 سنة. أما عند التصميم وفق الطرائق الإستاتيكية الخطية مثل الإستاتيكية المكافئة فيتم تحديد أبعاد العناصر الإنشائية على الشدة الموافقة للزلزال التصميمي Design Earthquake (DE) باستخدام أحد طرائق التحليل الإستاتيكية الخطية بدون أن يتم التحقق من بقاء المنشأ ضمن الحالة المرنة على الشدة الموافقة للزلازل الاستثمارية واستقرار المنشأ على الشدة الموافقة للزلزال الأعظمي الاعتباري. وعلى الرغم من أن التصميم وفقاً للطريقة الإستاتيكية المكافئة يَعِدُ بشكل ضمني أن مستوى الأداء يوافق أمان الحياة Life Safety للشدة الموافقة للزلزال التصميمي للمباني ذات صنف الاشغال I وII. لكن بالنسبة للمباني المهمة لا يمكن دائماً ضمان الوصول لمستوى الأداء المطلوب عن طريق تصعيد قيمة القص القاعدي، يوضح الجدول (1) مستويات الأداء المطلوب تحقيقها للمنشآت الهامة ذات صنف اشغال IV كالمشافي التي تحتوي على مرافق جراحية على مستويات الشدة الثلاث. ويجدر الذكر بأنه من غير الممكن لشروط إقتصادية ولحالة الأبنية غير المعزولة قاعدياً جعل مستوى أداء البناء تحت الشدة الموافقة للزلزال للأعظمي يوافق مستوى الإشغال المباشر.

قام الباحث Bilgin (2015) بإيجاد منحنيات الهشاشة لثلاث مشافي بيتونية مسلحة غير مصممة لتلبي اشتراطات المطاوعة بشكل جيد ضمن تركيا، حيث درس أثر مقاومة مواد البناء وجودة تنفيذ اشتراطات المطاوعة على قيم الهشاشة وذلك بإجراء سلسلة من التحاليل الديناميكية اللاخطية على جملة وحيدة درجة الحرية مكافئة للبناء. لاحظ الباحث عدم وجود تأثير لإختلاف المقاومة والمطاوعة على احتمال الوصول لمستوى الإشغال المباشر، لكن بحالة مستوى أداء منع الانهيار يصبح الفرق أكبر (Bilgin, 2015). كما قام Nazari (2017) بإيجاد هشاشة الانهيار لعدة أبنية بيتونية مسلحة افتراضية، الجملة المقاومة للأحمال الجانبية هي جملة جدران قص مصممة وفق الكود الكندي على فترات مختلفة. تم دراسة أثر فترة التشييد ووجود حالات عدم انتظام رأسية وبالمستوي على هشاشة الانهيار وذلك باختلاف عدد الطوابق. لاحظ الباحث بالنسبة للأبنية المصممة وفق الكود الحديث كان احتمال الانهيار أقل من مثيلاتها المصممة وفقاً الكود الاقدم

(Nazari, 2017). قام كلاً من Shang وآخرون (2020) باقتراح إجراء لتقييم الرجوعية للمشافي، حيث تم تقسيم أنظمة المبنى حسب الوظيفة والأهمية واقتراح وزن مناسب لكل مكون. بين الباحث أنه بسبب نقص وعدم القدرة على تكميم المؤشرات التي تصف الفعالية Functionality، يمكن تقييم خسارة الفعالية للمشفى عن طريق الخسائر الاقتصادية (Shang et al., 2020). محلياً قام زيود (2018) بتقييم السلوك الزلزالي للأبنية البيتونية المسلحة منخفضة الارتفاع المصممة على الأحمال الشاقولية لأبنية قائمة في مدينة دمشق باستخدام التحليل الستاتيكي اللاخطي النمطي، وجد الباحث أن مستوى الأداء للأبنية المدروسة تحت الشدة الموافقة للزلزال التصميمي يتجاوز مستوى منع الانهيار (زيود، 2018).

الجدول (1) مستويات الأداء الواجب تحقيقها للمباني ذات صنف الإشغال IV.

مستوى الشدة	زمن العودة	مستوى الأداء لصنف الاشغال IV			
		OP	IM	LS	CP
SLE	43	مطلوب	غير مسموح	غير مسموح	غير مسموح
DE	475	مسموح	مطلوب	غير مسموح	غير مسموح
MCE_r	2475	غير ممكن	غير ممكن	مطلوب	غير مسموح

1-أهمية ومشكلة وأهداف البحث:

إن إجراء دراسات تقييم سلامة المنشآت الصحية هو أمر ضروري خاصة بحالة كون التعرض للكوارث كالزلازل ممكناً، ويعتبر ضمان سلامة المشافي عامل أساسي لضمان سلامة المجتمعات المخدمة لها. أيضاً إن إيجاد منحنيات الهشاشة يساعد في إعداد دراسات تقييم الخسائر لاحقاً مما يساعد بوضع خطط لحالات الطوارئ، وقابلية تعرض المنشآت السكنية العالية للأضرار بحالة حدوث الزلازل بالمناطق المجاورة لأن معظمها غير مصمم لتوافق اشتراطات الكود العربي السوري المتعلقة بالأحمال الزلزالية. على الرغم من تصميم بعض المراكز الصحية لمقاومة الأحمال الجانبية بالطرائق التقليدية مثل الطرائق الستاتيكية الخطية إلا أنها خرجت عن العمل عند وقوع الزلازل أو لم تحقق مستوى الأداء المرغوب به. على الرغم من ذلك، لا يوجد أي دراسات سابقة لتقييم الأداء الزلزالي لأبنية هامة مصممة وفقاً للكود العربي السوري. وبالتالي يهدف البحث إلى تقييم الأداء الزلزالي للأبنية البيتونية المسلحة باستخدام منحنيات الهشاشة لمشفى القطيفة الوطني وفق النقاط التالية:

- تقييم الأداء الزلزالي للبناء المدروس على الشدة الموافقة للزلزال التصميمي، والتحقق من الوصول إلى مستوى الإشغال المباشر.
- تقييم الأداء الزلزالي للبناء المدروس على الشدة الموافقة للزلزال الأعظمي الاعتباري وفقاً للكود العربي السوري، والتحقق من الوصول إلى مستوى أمان الحياة.
- إيجاد منحنيات الهشاشة عن طريق إجراء تحليل ديناميكي متزايد، وتقييم هشاشة الانهيار للمكونات الانشائية للبناء.

2-تابع الهشاشة:

يعبر تابع الهشاشة عن احتمال الانهيار أو الوصول إلى أي مستوى أداء أو حالة ضرر كتابع لشدة الحركة الأرضية (Baker, 2015). غالباً ما تستخدم قيمة ذروة تسارع الحركة الأرضية Peak Ground Acceleration (PGA) أو تسارع الاستجابة الطيفي ذو تخامد 5% عند دور يوافق النمط المسيطر للمنشأ $S_a(T_1)$. كمقياس للشدة Intensity Measure (IM)، يتم التعبير رياضياً عن تابع الهشاشة باستخدام التوزيع الطبيعي اللوغاريثمي لعدة أسباب منها أنه يوافق نتائج دراسات وملاحظات تجريبية (Porter, 2021)، ولا يتطلب إلا معرفة قيمتين هما الوسيط والانحراف المعياري β,θ على التوالي، ويتحدد وفق المعادلة (1).

$$Fragility = P(C|IM = x) = \emptyset\left(\frac{\ln(\frac{x}{\theta})}{\beta}\right) \quad \textbf{(1)}$$

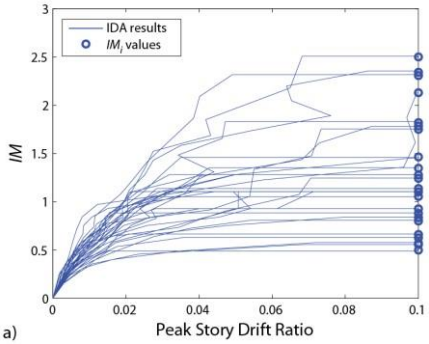
حيث:

P(C | IM=x): الاحتمال المشروط لحدوث الانهيار Collapse (C) علما أن مستوى معين من الشدة x قد وقع.

Φ هو التوزيع الطبيعي.

من أكثر طرائق الحصول على منحنيات الهشاشة شيوعاً هي الطرائق التحليلية كالتحليل الديناميكي المتزايد Incremental dynamic Analysis (IDA) الذي يتضمن القيام بسلسلة من تحاليل استجابة البناء باستخدام مجموعة من التسجيلات والتي تتم زيادة شدتها من الشدة التي توافق استجابة لاخطية مهملة إلى الشدة التي تؤدي إلى الانهيار (Vamavtsikos et al., 2002)، ويتم اعتبار الشدة التي حدثت عندها 50% من حالات الانهيار هي الوسيط لتابع الهشاشة. يوضح الشكل (1) مثالاً على منحنيات الـIDA حيث كل نقطة من المنحني الموافق لتسجيل زلزالي معين تمثل قيمة نسبة الانزياح الطابقي الاعظمي ومقياس شدة الحركة الأرضية.

من الصعوبات المتعلقة بإجراء التحليل الديناميكي المتزايد هي عدم وجود تعريف محدد يصف حصول الانهيار (Terrenzi et al., 2018)، حيث يتم تقييم الانهيار من خلال بارامترات الطلب الهندسية Engineering Demand Parameters (EDB)، ويختلف تعريف الانهيار باختلاف طريقة التحليل والكود المستخدم، فمثلاً حسب EC8 (1998) يوافق الانهيار وصول التشوهات في أول عنصر (عامود غالباً) إلى مستوى معرف مسبقا أي بارامترات محلية Local EDP، أما حسب FEMA-356 (2000) يحدث الانهيار لبعض الجمل عندما تتجاوز نسبة الانزياح الطابقي Inter-Story Drift Ratio (IDR) قيمة معينة 4% مثلاً أي بارامترات عامة Global EDP. عند استخدام التحليل الديناميكي المتزايد للمنشآت الاطارية يتم فرض حدوث الانهيار عند تسطح المنحنيات والتي توافق حدوث حالة عدم استقرار، لكن هذا الفرض لا يصلح لحالة المنشآت الحاوية على جدران قص لعدة أسباب أهمها، أن جدران القص أكثر قساوة من الإطارات العزمية فتكون تأثيرات P-delta بحالة الجدران القص متوسطة ومنخفضة الارتفاع مهملة تقريباً. تتلدن أيضاً جدران القص عند مستويات انزياح منخفضة، ومن الممكن انهيار العناصر المقاومة للأحمال الشاقولية قبل انهيار جدران القص (Kim et al., 2007).



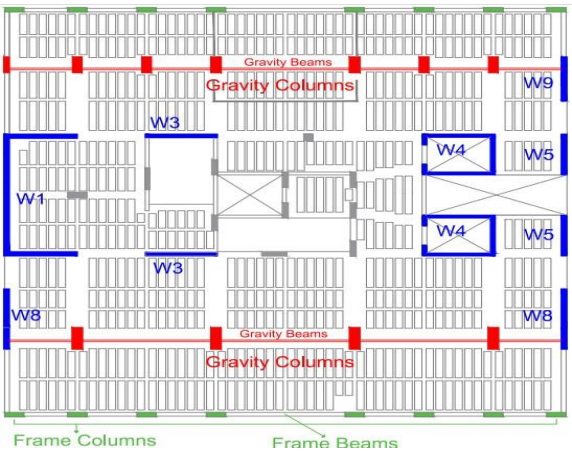
الشكل (1) منحنيات التحليل الديناميكي المتزايد (Baker, 2015).

3-مواد البحث وطرائقه:

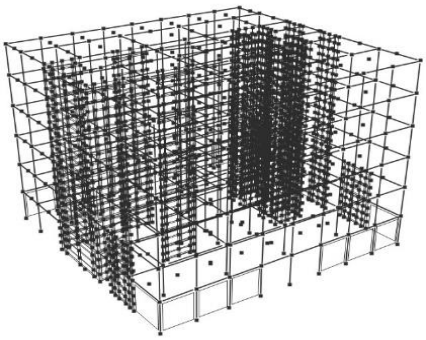
3-1-توصيف الحالة الدراسية:

تمت الدراسة الحالية على مشفى القطيفة الوطني الذي يقع بمحافظة ريف دمشق، يتألف المنشأ بشكل أساسي من كتلتين الأولى مكونة من قبو وأرضي وأربع طوابق حيث المساحة الطابقية 845 m^2، بينما تستمر الكتلة الثانية حتى منسوب الطابق الثاني فقط. تم في هذا البحث دراسة الكتلة الأولى فقط. تتراوح سماكة معظم جدران القص من 30cm في القبو إلى 20cm أعلى البناء، ونسبة تسليح المناطق الطرفية من 4% إلى 1%. أبعاد الجوائز ضمن إطار الواجهة 25x83cm والأعمدة 30x100cm بالقبو والأرضي و 25x100 بباقي الطوابق. بلاطة السقف هي بلاطة هوردي بسماكة 38cm للجزء السفلي و 28cm لباقي المناطق، الجملة الإنشائية المقاومة للأحمال الجانبية هي جملة جدران قص بيتونية

مسلحة، حيث يبين الشكل (2) مسقط الطابق الأول للكتلة الأولى مع أسماء مجموعات العناصر، حيث تم تقسيم البناء إلى عدة مجموعات عناصر إنشائية، وهي مجموعة جدران القص المحكومة بالانعطاف اختصاراً Wall-ROTATION وتشمل الجدران (W3,W4,W5)، مجموعة الجدران المحكومة القص Wall-SHEAR وتشمل (W1,W8,W9)، مجموعة الأعمدة والجوائز ضمن الجملة المقاومة لأحمال الجاذبية Beam-GRAV, Column-GRAV على الترتيب. وأخيراً مجموعة أعمدة وجوائز إطار الواجهة Beam-FRAME, Columns-FRAME. يوضح الشكل (3) يوضح صورة نموذج البناء ضمن برنامج CSI Perform-3D. تم اعتماد معايير القبول Acceptance Criteria لمستويات الأداء للعناصر الإنشائية وفقاً لـ ASCE/SEI 41-23.

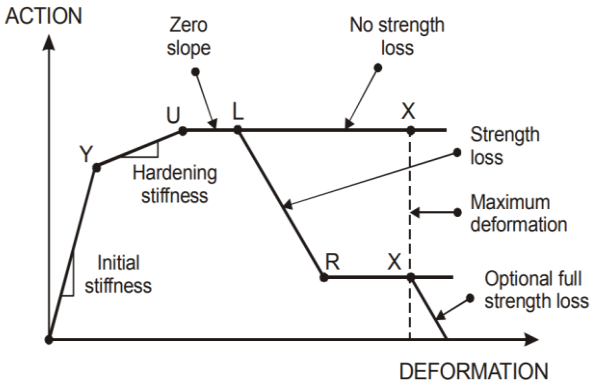


الشكل (2) مسقط الطابق الأول مع توضيح مجموعات العناصر الانشائية.



الشكل (3) نموذج المنشأ ضمن برنامج Perform-3D.

تم في هذا البحث استخدام برنامج CSI Perform-3D الشائع الاستخدام بمجال التصميم المبني على الأداء (CSI, 2021) والذي يستخدم نموذج YULRX لتمثيل سلوك المواد والمكونات كالمفاصل اللدنة. يوضح الشكل (4) نموذج YULRX، حيث يرمز Y في اسم النموذج إلى التلدن Yielding، U هي المقاومة العظمى Ultimate Strength، و L بداية الخسارة بالمقاومة Strength loss وبداية مرحلة القساوة السالبة كما تعرف بظاهرة التدهور ضمن الحلقة In-Cycle Degradation، أما R فهي المقاومة المتبقية Residual strength، و X نقطة الانهيار المفترضة والتي قد تعبر عن خسارة العنصر للقدرة على مقاومة أحمال الجاذبية أو إلى عدم صلاحية النموذج المستخدم لتمثيل السلوك اللاخطي عند تجاوز التشوهات تلك القيمة.

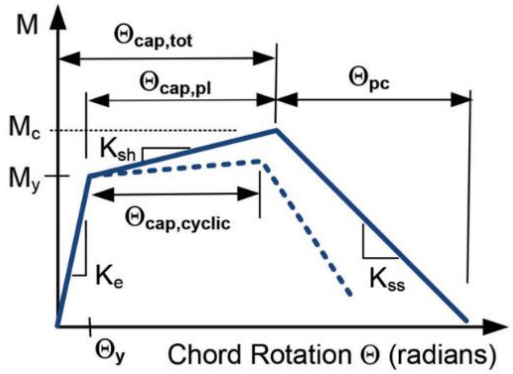


الشكل (4) نموذج YULRX.

3-2-نمذجة العناصر الإطارية:

تم نمذجة العناصر الإطارية كالأعمدة والجوائز ضمن الجملة المقاومة لأحمال الجاذبية وإطار الواجهة باستخدام عنصر إطاري خطي ومفاصل لدنة مركزة ببداية ونهاية العنصر. القساوة الفعالة للعناصر الإطارية تتعلق بشكل أساسي بمستوى القوة المحورية والتسليح ومستوى التشوهات المتوقع وصول العنصر لها معبراً عنها بنسبة الانزياح الطابقي (Kwon 2016). بالنسبة للمفاصل اللدنة تم اعتماد علاقة

عزم–دوران حسب دراسة Haselton وآخرون (2016)، يوضح الشكل (5) بارامترات علاقة عزم–دوران المستخدمة.



الشكل (5) بارامترات علاقة عزم–دوران للمفاصل اللدنة (Haselton et al., 2016).

3–3–نمذجة جدران القص:

تم نمذجة جدران القص باستخدام عنصر محدود ماكرو ثنائي البعد 2D-Macro يجمع ثلاث أنماط استجابة لتمثيل سلوك الجدار (Lowes et al., 2018):

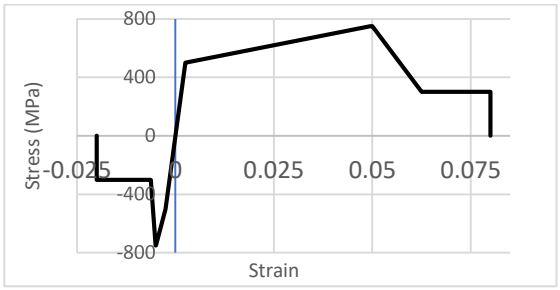
- مقطع عرضي مؤلف من ألياف طولية للبيتون المطوق وغير المطوق والتسليح لتمثيل السلوك الانعطافي ضمن المستوي In-Plane Flexural Behavior.
- طبقة قص منتظمة بعلاقة استجابة أحادية البعد خطية أو غير خطية تمثل سلوك القص ضمن المستوي.
- وللسلوك الانعطافي خارج المستوي صفيحة Plate والاستجابة خطية حصراً.
- وجد أن معظم جدران القص محكومة بالانعطاف Flexural-Controlled عدا بعض الجدران كانت محكومة بالقص Shear-Controlled وذلك بسبب المقدرة الانعطافية الكبيرة الناتجة عن نسب عالية لفولاذ التسليح بالمناطق الطرفية للجدار ضمن منطقة المفصل اللدن وعدم زيادة المقدرة القصية بما يتوافق مع ذلك مما يجعل التلدن على القص سابق للتلدن الانعطافي المرغوب به. وقد يرجع السبب بذلك أنه قبل إصدار الكود ACI318-19 لم يكن هناك نص يحض على وجوب زيادة المقدرة القصية للجدار عن طريق معامل تصعيد معين بما يتناسب مع المقدرة الانعطافية. أيضاً عند استخدام الطرق الاستاتيكية المكافئة يتم اعتماد قيمة R ثابتة لحساب الطلب لجميع السلوكيات المطاوعة والهشة على حد السواء.

حيث يتم تصنيف الجدران حسب توصيات الكود (ASCE/SEI-41 2023). تم في هذا البحث الاعتماد على توصيات ضمن دراسة Lowes وآخرون (2018) بما يتعلق بقيم بارامترات العلاقة YULRX لألياف الفولاذ والبيتون والتقسيمات الشاقولية والأفقية، كما تم استخدام نموذج ماندر (Mander et al., 1988) لحساب أثر التطويق. أما بالنسبة لسلوك مواد الفولاذ والبيتون تم توضيحه في الأشكال (6) و (7)، حيث توضح هذه الأشكال منحني علاقة إجهاد–انفعال لألياف التسليح والبيتون المطوق وغير المطوق كما تم تعريفها ضمن البرنامج، تم أيضا اعتماد معاملات تخفيض الطاقة نتيجة التدهور الدوري من الدراسة السابقة (Lowes et al., 2018). بالنسبة لتقسيم العناصر تم عمل ضبط Regularization لعلاقة إجهاد–انفعال لألياف البيتون لجعل استجابة النموذج مستقلة عن التقسيمات وذلك بالنسبة للتقسيمات على ارتفاع الجدار، أما بالنسبة للتقسيمات الأفقية ولأن الانفعالات الشاقولية على طول الجدار تتوزع بشكل غير خطي فتم اعتماد أربع عناصر اثنان للمناطق الطرفية واثنان لباقي الجدار. تتعلق القساوة الفعالة الانعطافية لجدران القص بشكل أساسي بمستوى القوة المحورية والتسليح ضمن المناطق الطرفية بالجدار (ASCE/SEI-41 2023)، وتم اعتمادها كـ $0.3E_cI_g$، أما القساوة القصية للجدران المحكومة بالانعطاف فتساوي $0.15E_cA_g$. تم حساب الدورانات والانفعالات القصية عن طريق استخدام حساس للانفعال Strain Gage ضمن البرنامج لطول مفصل لدن يساوي الارتفاع الطابقي أو نصف طول الجدار أيهما أقل.

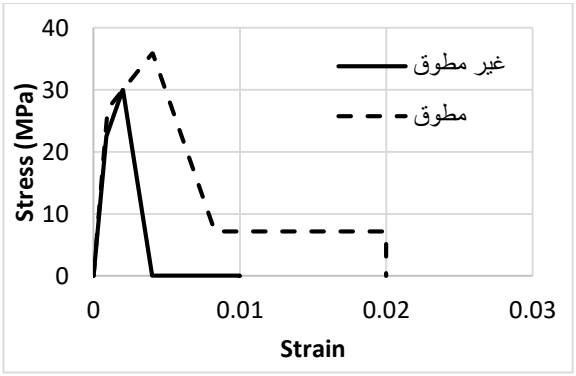
3–3–تحقيق سلوك جدار القص:

للتحقق من أن نموذج جدران القص ضمن البرنامج المستخدم يوافق نتائج دراسات تجريبية تم عمل نموذج للجدار S8 لدراسة

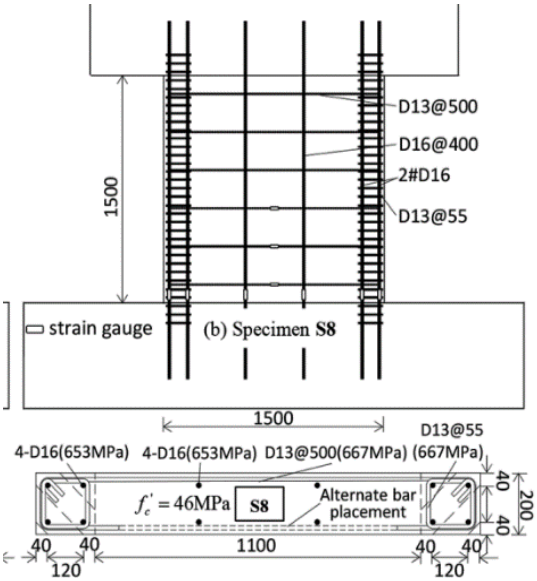
Park وآخرون (2015)، يوضح الشكل (8) تفاصيل الجدار S8، والشكل (9) بروتوكول التحميل للتجربة. بأيجاد علاقة قوة-انتقال للجدار من الدراسة التحليلية الشكل (10) ومقارنتها بالدراسة التجريبية الشكل (11) نلاحظ أن النموذج قادر على تمثيل قساوة التحميل والتفريغ وإعادة التحميل بشكل يتوافق مع الدراسة التجريبية، وبلغ الفرق النسبي لقيمة القوة العظمى بين النموذج والدراسة التجريبية 1%- بالاتجاه الموجب و9% بالاتجاه السالب.



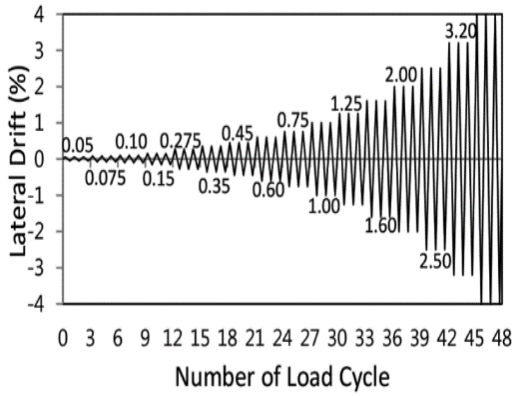
الشكل (6) علاقة إجهاد–انفعال لألياف التسليح الطولي.



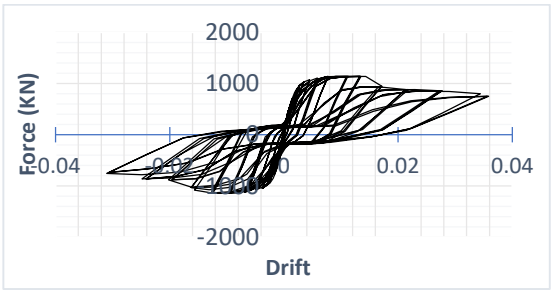
الشكل (7) علاقة إجهاد–انفعال للبيتون المطوق وغير المطوق.



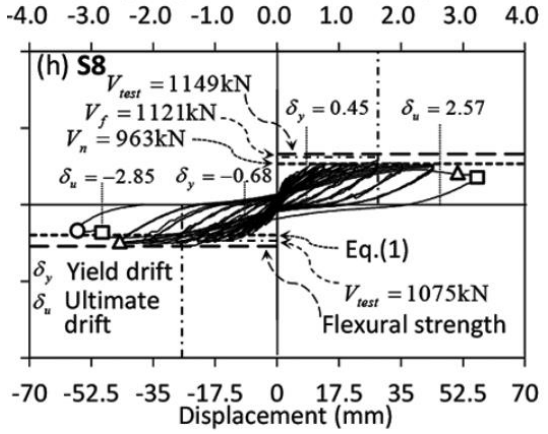
الشكل (8) مواصفات الجدار S8 (Park et al., 2015).



الشكل (9) بروتوكول التحميل المستخدم (Park et al., 2015).



الشكل (10) علاقة قوة–انتقال للجدار من الدراسة التحليلية.



الشكل (11) علاقة قوة–انتقال للجدار من الدراسة التجريبية (Park et al., 2015).

3–4–التفاعل المتبادل بين المنشأ والتربة:

تم في هذه الدراسة إهمال التفاعل المتبادل بين المنشأ والتربة، ونمذجة المنشأ موثوق قاعدياً، وذلك لأن نسبة قساوة المنشأ إلى قساوة التربة Structure to soil stiffnesses أقل من 0.1، والتي تحسب من العلاقة $R = \frac{h/T}{v_s}$، حيث h هو الارتفاع الفعال للمنشأ ويساوي المسافة بين سطح الاساسات ومركز كتلة النمط الأساسي للبناء، ويمكن تقديره كثلثي ارتفاع البناء وهنا تساوي إلى m 15.5، وT هو دور الاهتزاز الأساسي للبناء وقيمته sec 0.729، وv_s متوسط سرعة الأمواج القصية الفعالة للتربة وتقدر بـ m/sec 360 (NIST, 2012).

3–5–الديافرامات والتخامد وأنماط الاهتزاز:

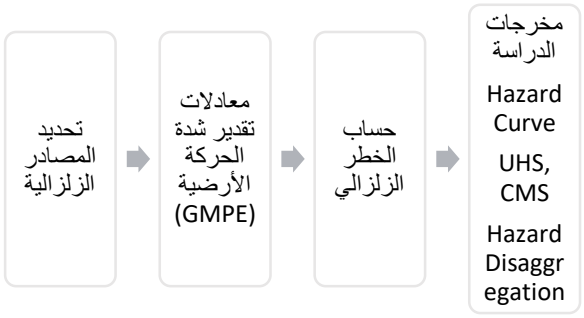
نظراً لعدم وجود حالات عدم انتظام فتلي أو انقطاع بأحد جدران القص تم فرضها كديافرام صلد Rigid Diaphragm. تم استخدام تخامد نمطي Modal Damping لأول أربع أنماط اهتزاز إنسحابية بنسبة 4% من التخامد الحرج، ونسبة صغيرة من تخامد ريلي لاتتجاوز 1% لتسريع حصول تقارب بالحل التحليلي. الكتلة الجانبية الفعالة تساوي لقيمة الأحمال الميتة الدائمة على المنشأ فقط، أما أحمال الجاذبية فتم أخذها وفق التركيب التالي: 1.0DL+0.5LL، حيث DL الأحمال الميتة، وLL الأحمال الحية. يوضح الجدول (2) أنماط الاهتزاز الثلاث الأولى للمنشأ ونسبة مساهمة الكتلة للأنماط Modal Mass Participation Ratio (MMPR). ومن الجدول نلاحظ أن النمط المسيطر إنسحابي ودوره T=0.729 sec بالاتجاه H2 الموازي للاتجاه القصير لمسقط البناء الموضح بالشكل (2).

الجدول (2) أنماط الاهتزاز للمنشأ.

Mode	Period (sec)	MMPR	Type
1	0.729	63%	Transition-Y
2	0.654	68%	Transition-X
3	0.5		Rotation-Z

4–الخطر الزلزالي ودراسة تحليل المخاطر الزلزالية:

يستعرض هذا الجزء من البحث دراسة تحليل المخاطر الزلزالية Probabilistic Seismic Hazard Analysis (PSHA) بشكل مختصر وفق الخطوات الموضحة بالشكل (12). تم استخدام برنامج R-CRISIS الشائع بمجال دراسات تحليل المخاطر الزلزالية.



الشكل (12) مخطط خطوات دراسة تحليل المخاطر الزلزالية.

4–1–المصادر الزلزالية:

يقع البناء بالمنطقة الزلزالية 2C وفق الكود العربي السوري. تصنف المصادر الزلزالية إلى مصدرين أساسين هما نطاق الطي التدمري Palmyride Folding System (PFS) ونظام صدع البحر الميت Dead Sea Fault System (DSFS) والذي يشمل عدة فوالق انزلاقية Strike-Slip مثل سرغايا والغاب، المصادر التي تبعد عن الموقع المدروس مسافة أقل من 150 Km هي التي تم أخذها بعين الاعتبار. تم استخدام نموذج جوتنبيرج–ريختر المعدل Modified Gutenberg-

Richter model لزلزالية المصادر، تم أخذ بارامترات العلاقة الممثلة لزلزالية المصادر من عدة دراسات محلية بسوريا (Ahamd, 2013), (El Ssayed et al., 2012), (Huijer et al., 2016).

كما تم في هذه الدراسة عمل نموذجين بما يخص المصادر الزلزالية، تم في النموذج الأول تم تمثيل المصادر باستخدام عناصر خطية (فوالق) Fault Model لجميع المصادر الزلزالية، وتم تمثيل المصادر في النموذج الثاني كـ Fault فقط للمصادر ضمن DSFS و تم تمثيل المصادر ضمن PFS كعناصر مساحية Area Model، وإسناد القيمة 0.5 لوزن كل نموذج.

4-2-معادلات تقدير شدة الحركة الأرضية:

لم يتم تطوير أي معادلات لتقدير شدة الحركة الأرضية Ground Motion Prediction Equation (GMPE) في سوريا حتى الوقت الحاضر نظراً لقلة الأحداث الزلزالية كبيرة ومتوسطة القدر (Ahmad, 2013)، مع العلم أن تسجيل الأحداث الزلزالية قد بدأ بوقت متأخر (منتصف التسعينات). بالمقابل يوجد بعض النماذج لمعادلات تقدير شدة الحركة الأرضية أكثرها شيوعاً نموذج (Akkar et al., 2014) لمنطقة حوض المتوسط بالأخص تركيا وإيطاليا واليونان، بالإضافة لذلك يمكن أيضاً استخدام العلاقات الخاصة بمشروع NGA West لمنطقة حوض المتوسط (Stafford et al., 2008). تم في هذه الدراسة اعتماد ثلاث نماذج موضحة بالشكل (13) كمخطط Logic Tree حيث يبين الشكل نماذج المصادر والمعادلات المستخدمة بالأضافة لوزن الفرع لكل حالة.

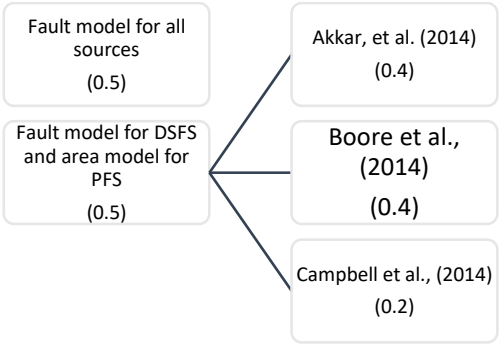
4-3-حساب الخطر الزلزالي:

يصنف عدم التيقن ضمن PSHA إلى نوعين (Budnitz et al., 1997):

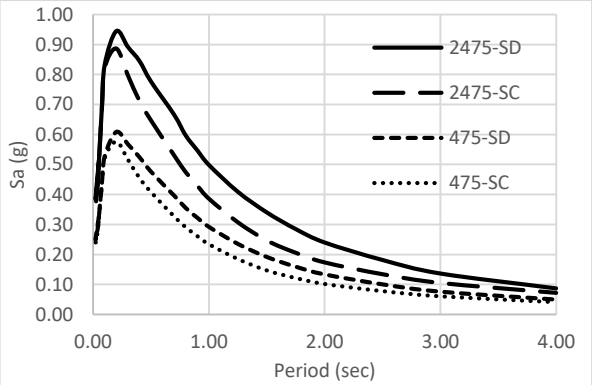
- Aleatory: تصنف العشوائية (Randomness) كالتشتت (Scattering) عند استخدام العلاقات التجريبية. يتم توصيفها بأسناد قيمة انحراف معياري.
- Epistemic: المرتبطة بنقص المعرفة عن الظاهرة سواء بزلزالية المصدر أو بعلاقات تقدير الحركة الزلزالية، يتم التعامل معها عن طرق استخدام Logic Tree، ويعتبر استخدام Logic Tree شائعاً ضمن دراسات تحليل المخاطر الزلزالية على مستوى زلزالية المصادر و (Bommer GMPE et al., 2005). أما بالنسبة لتأثير الموقع، تم في هذه الدراسة إعتماد نموذجين لتربة الموقع لعدم توافر قياسات حقلية لسرعة أمواج القص، النموذج الأول يوافق صنف موقع SC وسرعة أمواج القص 760 m/sec والثاني SD وسرعة أمواج القص 360 m/sec.

4-4-مخرجات الدراسة:

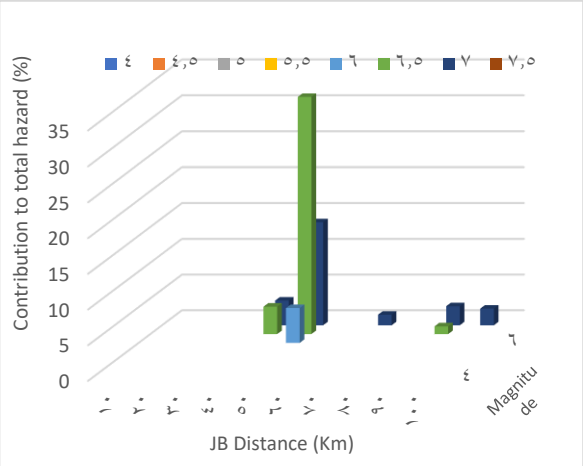
يوضح الشكل (14) منحنيات طيف الاستجابة موحد الخطر Uniform Hazard Spectrum (UHS) لزمني عودة 2475, 475 سنة ولصنفي موقع SC, SD، وللمساعدة بأختيار التسجيلات الزلزالية تم إعداد Disaggregation Chart والتي تعبر عن نسبة المساهمة المتوقعة لهزات ذات قدر وبعد معين من الخطر الكلي الموافق لزمن رجوع معين (Baker et al., 2021)، الشكل (15) يوضح Disaggregation Chart لقيمة تسارع الاستجابة الطيفي لدور 0.7 Sec، وزمن رجوع 2475 سنة.



الشكل (13) مخطط Logic Tree المستخدمة القيم ضمن قوسين لوزن الفرع.



الشكل (14) UHS لزمني عودة 2475,475 سنة لصنفي موقع SD,SC.



الشكل (15) Disaggregation Chart لتسارع الاستجابة الطيفي لدور 0.7 Sec لزمن عودة 2475 سنة، 3>ε>2، و69% من الخطر الكلي.

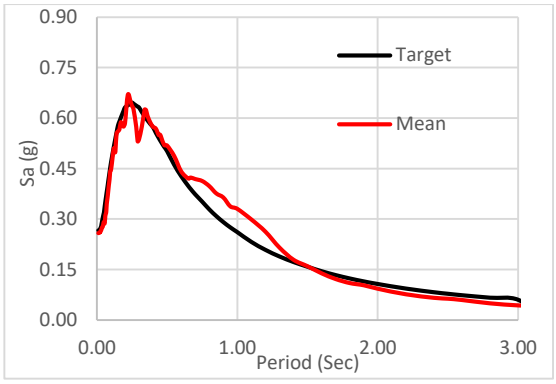
5-تقييم الأداء الزلزالي للبناء :

5-1-تقييم الأداء الزلزالي للبناء لسيناريو الزلزال التصميمي:

تم في البداية تقييم الأداء على الزلزال التصميمي والذي يوافق زمن عودة 475 سنة، وعناصر السيناريو كالتالي: M=6.8, R_{rup}=14 km، حيث M: القدر الزلزالي، و R_{rup} هي المسافة الأقرب إلى سطح الصدع Rupture Distance. من أجل الزلزال التصميمي وللأبنية ذات صنف أشغال IV يجب أن يحقق البناء مستوى الأشغال المباشر. قيم القساوة الفعالة للعناصر الإنشائية تختلف عن النموذج الأساسي الذي تم عرضه بالفقرات السابقة وذلك لأن مستوى التشوهات المتوقع الوصول له تحت شدة الزلزال الأعظمي الاعتباري، أيضاً قيمة التخامد اللزج المكافئ تم أخذها كـ2.5% من التخامد الحرج. تم اختيار خمس تسجيلات زلزالية لتقييم الأداء الزلزالي، يوضح الشكل (16) طيف الاستجابة المتوسط للتسجيلات المختارة والطيف الهدف، والجدول (3) لمواصفات التسجيلات المستخدمة. يجدر الذكر بأنه على الرغم من أن معظم المراجع تنصح بسبع تسجيلات زلزالية على الأقل لكن بسبب أنه من غير المتوقع الوصول إلى درجات عالية من اللاخطية تحت شدة الزلزال التصميمي تم الاكتفاء بخمس تسجيلات. أظهرت النتائج أن متوسط نسب الانزياحات الطابقية العظمى Max IDR تساوي 0.008 حسب الجدول (4). يوضح الشكل (17) قيم نسب الاستخدام Usage Ratio لمستوى أداء الإشغال المباشر لمجموعات العناصر الإنشائية لحالات التحميل Load Cases حيث تعبر القيم الأقل من الوحد أن قيم التشوهات لمجموعة العناصر لم تتجاوز الحد المفروض لمستوى الأداء. وُجد أن معظم العناصر الانشائية بالمتوسط تحقق مستوى الأداء المطلوب حيث قيم الوسيط Mean لنسب الاستخدام أقل من الواحد عدا الأعمدة المكونة لإطار الواجهة لم تحقق مستوى الأداء المطلوب.

الجدول (3) التسجيلات الزلزالية للتقييم على السيناريو التصميمي.

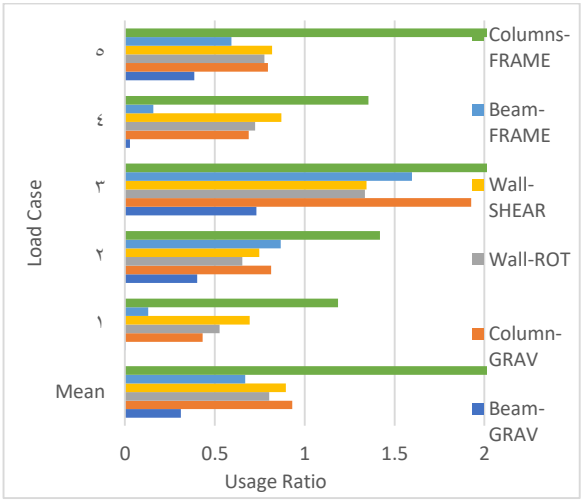
Index	Earthquake Name	Magnitude	Vs30 (m/sec)	Scale Factor	5-95% Duration (sec)
1	San Fernando	6.61	450.28	0.985	16.8
2	Friuli Italy	6.5	505.23	0.7299	4.9
3	Northridge	6.69	347.7	1.2172	15.5
4	San Simeon CA	6.52	509.04	2.7063	18.8
5	Chuetsu-oki Japan	6.8	278.12	0.8227	23.2



الشكل (16) طيف الاستجابة الهدف والمتوسط للتسجيلات.

الجدول (4) قيم نسب الانزياحات الطابقية العظمى للبناء.

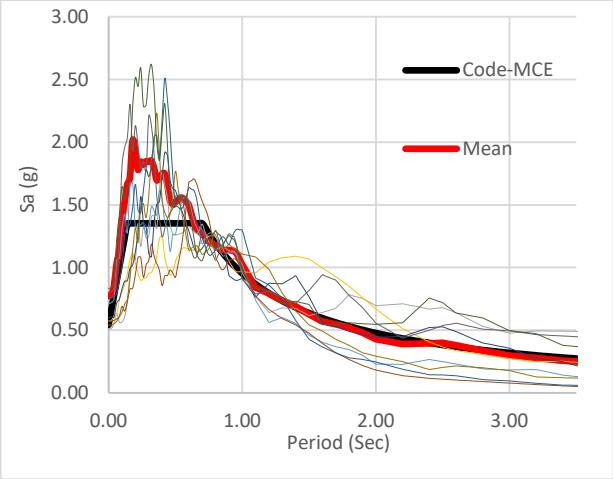
Load-Cases						
Max IDR %	mean	1	2	3	4	5
	0.8%	0.7%	0.8%	1.0%	0.7%	0.9%



الشكل (17) نسب الاستخدام لمستوى الأداء الإشغال المباشر لمجموعات العناصر الإنشائية.

5-2-تقييم الأداء الزلزالي على الشدة الموافقة للزلزال الأعظمي الاعتباري:

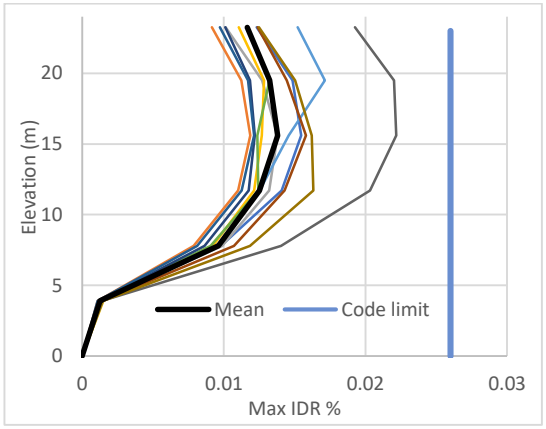
بالإضافة إلى تقييم الأداء الزلزالي للبناء على الشدة التصميمية تم أيضاً تقييم أداء البناء باستخدام التحليل الديناميكي اللاخطي على مستوى شدة الزلزال الأعظمي الاعتباري ذو زمن عودة 2475 سنة والموافق لطيف الكود العربي السوري لمدينة دمشق وصنف الموقع SD. أن مستوى الأداء الزلزالي الواجب على البناء تحقيقه على الشدة الموافقة للزلزال الأعظمي الاعتباري هو أمان الحياة، تم اختيار 11 تسجيل زلزالي وفق توصيات ASCE/SEI-7-22 حيث يوضح الشكل (18) أطياف الاستجابة للتسجيلات المختارة والطيف المتوسط لها والطيف الهدف، ويحتوي الجدول (5) على مواصفات التسجيلات المستخدمة. يوضح الشكل (19) و (20) نسب الانزياحات الطابقية العظمى من التسجيلات وقيمة المتوسط لكل طابق للاتجاهين H1,H2. حيث أظهرت النتائج أن الانزياحات الطابقية كانت محققة وأقل من ($4\%/I_e$) حيث Ie: عامل الأهمية للمنشأ ويحدد حسب صنف الإشغال وتبلغ قيمته حسب الكود العربي السوري 1.5. يوضح الشكل (21) نسب الاستخدام لمستوى الأداء أمان الحياة نلاحظ أن الأعمدة المقاومة لأحمال الجاذبية والجدران المحكومة بالقص لم تحقق مستوى أمان الحياة بينما حققت الجدران المحكومة بالانعطاف مستوى الأداء المطلوب.



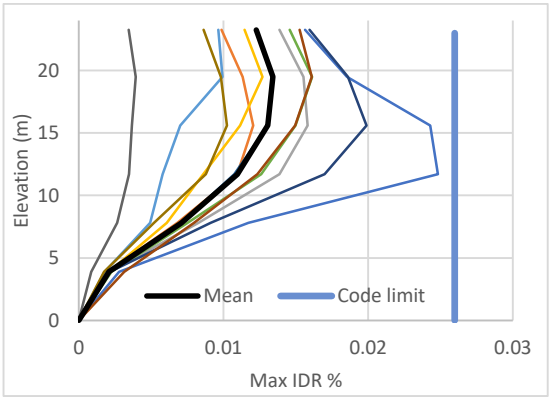
الشكل (18) طيف استجابة للزلزال الاعظمي الاعتباري والمتوسط للتسجيلات وأطياف التسجيلات تظهر بالخط الرفيع.

الجدول (5) التسجيلات الزلزالية المستخدمة.

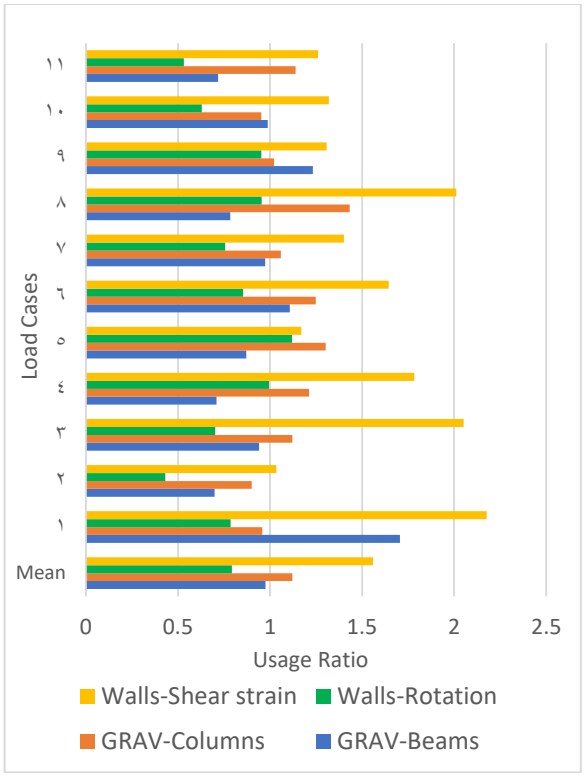
Index	Earthquake	Magnitude	5-95% Duration (sec)	SF
1	Northern Calif	6.5	19.4	13.
2	Landers	7.28	37.9	5.7
3	Big Bear	6.46	12.1	3.7
4	Kobe	6.9	60.1	65.
5	Kobe	6.9	43.8	54.
6	Hector Mine	7.13	26.7	34.
7	Hector Min	7.13	14.6	73.
8	El Mayor-Cucapah	7.2	24.7	3.9
9	Joshua Tree	6.1	11.2	1.8
10	Darfield	7	25.8	3.6
11	Darfield	7	23	5.2



الشكل (19) نسب الانزياحات الطابقية العظمى للاتجاه H1.



الشكل (20) نسب الانزياحات الطابقية العظمى للاتجاه H2.



الشكل (21) نسب الاستخدام لمستوى أمان الحياة لمجموعات العناصر الانشائية.

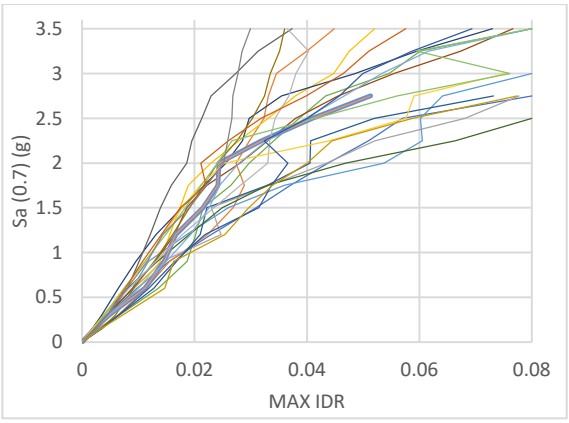
5-3-التحليل الديناميكي المتزايد:

بعد تقييم الأداء على الزلزال التصميمي والأعظمي تم إجراء تحليل ديناميكي متزايد وفق توصيات FEMA-p58 (2018) من أجل ايجاد منحنيات هشاشة الوصول لمستوى منع الانهيار للعناصر الإنشائية، تم بالبداية إنشاء طيف استجابة UHS موافق لمستوى الخطر للشدة Sa(0.7) = 1.5 g ليكون هو الطيف الهدف حيث تم تقدير القيمة الوسطى للانهيار لتساوي تقريباً ثلاث أضعاف قيمة تسارع الاستجابة الطيفي التصميمي وفقاً للكود عند دور يوافق متوسط الدور الأول والثاني للمنشأ ويساوي Sec 0.7، بعد ذلك تم اختيار 11 تسجيل زلزالي بحيث يوافق الطيف الوسطي Geomean للمركبتين الأفقيتين الطيف الهدف من أجل قيمة MSE أقل من 20% من أجل المجال $0.2T_1$-$1.5T_1$، حيث T_1 الدور الأساسي للمنشأ معامل التقييس SF بين 0.25 إلى 5.0. المدة المستخدمة توافق المجال من 5% إلى 95% من Arias intensity. تم

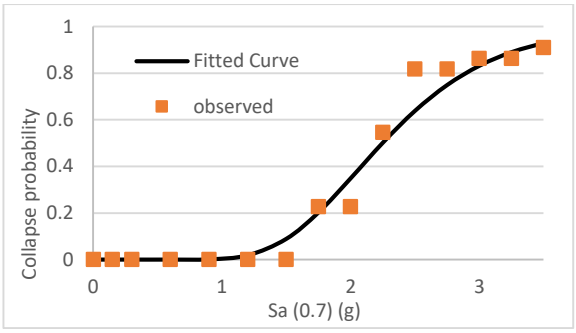
اختيار تسجيلات زلزالية مختلفة عن المستخدمة سابقاً لتقييم الأداء على الشدتين التصميمية والأعظمية وذلك لاختلاف طيف الاستجابة الذي تمت المعايرة له مواصفات التسجيلات موضحة بالجدول (6). تم استخدام قيمة تسارع الاستجابة الطيفي ذو 5% تخامد لدور Sec 0.7 كمقياس للشدة، وقيمة نسبة الانزياح الطابقي العظمى لإنشاء منحنيات التحليل الديناميكي المتزايد،يوضح الشكل (22) منحنيات التحليل الديناميكي المتزايد ويلاحظ أنه على الرغم من وصول الشدة إلى مستويات عالية لحدود Sa(0.7) =3g إلا أنه لم يحصل تسطح واضح للمنحنيات ويرجع السبب بذلك لقساوة جدران القص والتي تمنع من تشكل ميكانيزم انهيار بالطوابق الأولى للبناء. تم لكل مجموعة من مجموعات العناصر الإنشائية المكونة للبناء تم إنشاء منحني هشاشة الانهيار والذي يوافق وصول التشوهات إلى مستوى منع الانهيار. قيمة احتمال الانهيار عند كل مستوى شدة يساوي عدد التسجيلات التي حدث عندها الانهيار مقسوماً على 22 (11 زوج تسجيلات يتم تدويرها بزاوية 90° لينتج 22 حالة تحميل عند كل مستوى للشدة). يوضح الشكل (23) منحني هشاشة الانهيار للجدران المحكومة بالانعطاف ممثلاً بمنحني تابع التوزيع التراكمي Cumulative Distribution Function (CDF) للتوزيع الطبيعي اللوغاريثمي حيث قيمة الوسيط لتابع الهشاشة تساوي الشدة التي حصل عندها 50% من حالات الانهيار (11 من 22)، وقيمة β تساوي إلى 0.3. تمثل النقاط بالشكل (23) احتمال الانهيار عند كل مستوى شدة، لوحظ وجود توافق بين منحني تابع الهشاشة باستخدام التوزيع الطبيعي اللوغاريثمي وبين قيم احتمال الانهيار المستنتجة من التحليل، يوضح الشكل (24) منحنيات الهشاشة لمجموعات العناصر الانشائية والجدول (7) يوضح قيم الوسيط لتوابع الهشاشة لمجموعات العناصر الانشائية ونسبة هامش الانهيار Collapse Margin Ratio (CMR)، وتساوي نسبة الوسيط لتابع الهشاشة إلى قيمة تسارع الاستجابة الطيفي الموافق لـ MCEr (FEMA P695, 2009). أظهرت النتائج أن للأعمدة ضمن إطار الواجهة أقل قيمة وسيط لتابع الهشاشة مما يجعلها الأكثر عرضة لحدوث الاضرار، بينما للجدران المحكومة بالانعطاف أكبر قيمة حيث لم تتجاوز قيمة احتمال الانهيار تحت الشدة الموافقة لـ MCEr 4%.

الجدول (6) مواصفات التسجيلات الزلزالية المستخدمة

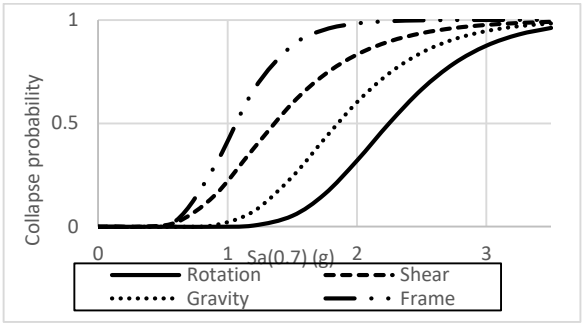
Index	Earthquake Name	Magnitude	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)	5-95% Duration (sec)	Mean Period (sec)
1	Northern Calif	6.5	27.02	219.31	19.4	1.06
2	Chalfant Valley	6.19	21.92	370.94	16.6	0.59
3	Superstition Hills	6.54	22.25	316.64	13.3	0.47
4	Big Bear	6.46	40.54	359	12.1	0.57
5	Kobe	6.9	22.5	312	13.2	0.54
6	Hector Mine	7.13	31.06	379.32	14.6	0.67
7	Chi-Chi	6.2	21.6	258.89	18.4	0.66
8	El Mayor-Cucapah	7.2	23.42	202.26	13.8	0.33
9	Big Bear	6.46	129.	396.41	12.1	0.63
10	Joshua Tree	6.1	29.4	425.02	7.8	0.25
11	Darfield	7	24.4	422	15.7	0.25



الشكل (22) منحنيات التحليل الديناميكي المتزايد.



الشكل (23) منحني الهشاشة للجدران المحكومة بالانعطاف β=0.3, θ=2.25 g.



الشكل (24) منحنيات الهشاشة لمجموعات العناصر الإنشائية

الجدول (7) قيم الوسيط لتابع الهشاشة ونسبة هامش الانهيار لمجموعات العناصر الانشائية.

Group	Median for collapse fragility	Code-CMR
Walls Rotation	2.25	1.67
Walls Shear	1.36	1.01
Gravity Columns	1.85	1.37
Frame Columns	1.06	0.79

6-الاستنتاجات:

- عند التقييم لمستوى شدة السيناريو التصميمي وصلت نسب الانزياحات الطابقية تساوي 0.8% أكبر من القيم الموصي بها لمستوى أداء الاشغال المباشر.
- حققت جميع العناصر مستوى الأشغال المباشر على الشدة الموافقة للزلزال التصميمي عدا الأعمدة ضمن إطار الواجهة.
- عند التقييم على مستوى الشدة الموافق لـ MCEr كانت جميع نسب الانزياحات الطابقية محققة.
- مستوى الأداء للجدران المحكومة بالانعطاف تحت شدة MCEr يوافق أمان الحياة، بينما للجدران المحكومة بالقص لم تحقق مستوى أمان الحياة.
- أظهرت منحنيات الهشاشة أن للأعمدة المكونة لإطار الواجهة أقل قيمة وسيط للانهيار تساوي g 1.06، وقيمة CMR تساوي 0.79، واحتمال الانهيار تحت شدة MCE_r يساوي 70% أكبر من الحد المسموح به للأبنية العادية 10%، وعلى الرغم من أنها لن تؤدي إلى حدوث انهيارات بالمنشأ لكنها تبقى استجابة غير مرغوبة وتؤثر على قابلية تشغيل المنشأ وكلفة الإصلاح المتوقعة بحال حصول هزات كبيرة القدر.
- تقدم طريقة التحليل الديناميكي المتزايد رؤية أفضل تكشف مواضع الضعف في تصميم البناء، والتي قد تلعب دوراً هاماً في السلوك العام للمنشأ وقابلية تشغيله واستثماره.

7-التوصيات والاعمال المستقبلية:

- على الرغم من تصميم البناء لمقاومة الأحمال الزلزالية باستخدام الطرائق الاستاتيكية الخطية، إلا أن بعض مكونات الجملة الانشائية لم تحقق مستوى الأداء المطلوب لذلك من الضروري اعتماد فلسفة التصميم الزلزالي المبني على الأداء للأبنية ذات الأهمية الخاصة.
- تطبيق البحث على المشافي الغير مصممة لمقاومة أحمال الزلازل والتحقق من مستوى الأداء الزلزالي لها.
- تقييم الأداء للعناصر الغير إنشائية مثل أنظمة الطاقة والغاز والتهوية.

التمويل: هذا البحث ممول من جامعة دمشق وفق رقم التمويل (501100020595).

9-References:

1. Akkar, S., Sandıkkaya, M.A. and Bommer, J.J. (2013). Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East. Bulletin of Earthquake Engineering, [online] 12(1), pp.359–387. doi: https://doi.org/10.1007/s10518-013-9461-4 .

2. American Society Of Civil Engineers (2023). ASCE standard, ASCE/SEI, 41-23: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society Of Civil Engineers.

3. Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. Earthquake Spectra, 31(1), 579-599.

4. Baker, J., Bradley, B. and Stafford, P. (2021). Seismic Hazard and Risk Analysis. Cambridge University Press.

5. Bilgin, Huseyin. (2015). Generation of Fragility Curves for Typical RC Health Care Facilities: Emphasis on Hospitals in Turkey. Journal of Performance of Constructed Facilities. 30. 10.1061/(ASCE)CF.1943- 5509.0000806.

6. Bommer, J.J. (2005). On the Use of Logic Trees for Ground-Motion Prediction Equations in Seismic-Hazard Analysis. Bulletin of the Seismological Society of America, 95(2), pp.377–389. doi: https://doi.org/10.1785/0120040073 .

7. Boore, D.M., Stewart, J.P., Seyhan, E. and Atkinson, G.M. (2014). NGA-West2 Equations for Predicting PGA, PGV, and 5% Damped PSA for Shallow Crustal Earthquakes. Earthquake Spectra, 30(3), pp.1057–1085. doi: https://doi.org/10.1193/070113eqs184m.

8. Budnitz, R.J., Apostolakis, G. and Boore, D.M. (1997). Recommendations for probabilistic seismic hazard analysis: Guidance on uncertainty and use of experts. OSTI OAI (U.S. Department of Energy Office of Scientific and Technical Information). doi: https://doi.org/10.2172/479072.

9. Campbell, K.W. and Bozorgnia, Y. (2014). NGA-West2 Ground Motion Model for the Average Horizontal Components of PGA, PGV, and 5% Damped Linear Acceleration Response Spectra. Earthquake Spectra, 30(3), pp.1087–1115. doi: https://doi.org/10.1193/062913eqs175m.

10. Csi. (2021). Perform Components and Elements Version 8, Computers and Structures, USA Ca.

11. FEMA, (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

12. FEMA, (2018). Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology, Second Edition, FEMA P-58-2, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

13. Haselton, C. B., Liel, A. B., Taylor-Lange, S. C., & Deierlein, G. G. (2016). Calibration of Model to Simulate Response of Reinforced Concrete Beam-Columns to Collapse. Aci Structural Journal, 113(6).

14. Hatem, Zaineh, H.E., Draji Dojcinovski and Vladimir Mihailov (2012). Re-Evaluations of Seismic Hazard of Syria. International journal of geosciences, 03(04), pp.847–855. doi: https://doi.org/10.4236/ijg.2012.324085.

15. Huijer, C., Harajli, M. and Sadek, S. (2015). Re-evaluation and updating of the seismic hazard of Lebanon. Journal of Seismology, 20(1), pp.233–250. doi: https://doi.org/10.1007/s10950-015-9522-z.

16. Kim, T., & Foutch, D. A. (2007). Application of FEMA methodology to RC shear wall buildings governed by flexure. Engineering Structures, 29(10), 2514–2522

17. Kwon, J., (2016), Strength, Stiffness, and Damage of Reinforced Concrete Buildings Subjected to Seismic Motions, University of Texas at Austin, Austin, Texas, p. 239.

18. Lowes, Laura & Baker, Carson. (2018). Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D.

19. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. E. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering-asce, 114(8), 1804–1826.

20. Park, H., Baek, J., Lee, J. S., & Shin, H. (2015). Cyclic Loading Tests for Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls with Grade 550 MPa Bars. Aci Structural Journal, 112(3).

21. Raed Ali Ahmad (2013). Seismic Hazard Assessment of Syria. JSEE Vol. 15, No. 1, 2013, 15(1), pp.1–13.

22. Rafie Nazari, Yasamin. (2017). Seismic Fragility Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Buildings in Canada. PhD thesis, Ottawa, Canada.

23. Shang, Q., Wang, T., and Li, J., (2020): A Quantitative Framework to Evaluate the Seismic Resilience of Hospital Systems, Journal of Earthquake Engineering, DOI: 10.1080/13632469.2020.1802371

24. Stafford, P.J., Strasser, F.O. and Bommer, J.J. (2008). An evaluation of the applicability of the NGA models to ground-motion prediction in the Euro-Mediterranean region. Bulletin of Earthquake Engineering · January 2008, 6(2), pp.149–177. doi: https://doi.org/10.1007/s10518-007-9053-2.

25. Terrenzi, M., Spacone, E., & Camata, G. (2018). Collapse limit state definition for seismic assessment of code-conforming RC build-ings. International Journal of Advanced Structural Engineering, 10(3), 325–337

26. Vamvatsikos D, Cornell CA, (2002). Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 31(3):491–514.

27. زيود، منار. (2018). تقييم السلوك الزلزالي للأبنية البيتونية المسلحة القائمة منخفضة الارتفاع المصممة على الأحمال الشاقولية–دراسة حالات في مدينة دمشق، ماجستير. قسم الهندسة الإنشائية الزلزالية. المعهد العالي للبحوث والدراسات الزلزالية. جامعة دمشق. دمشق: سوريا.