A More Effective Lateral Loading Pattern For Seismic Design Of Intermediate Moment Resisting Frames

Dr. Fadwa Issa *
Abak Badran**

(Received 8 / 1 / 2025. Accepted 23 / 1 / 2025)

□ ABSTRACT □

The lateral force patterns used in the seismic design play an important role in the nonlinear behavior of the buildings. Seismic codes have provided force patterns based on elastic vibration modes, but thus these patterns may not represent the actual response of the building in the nonlinear phase. Improving the lateral force patterns can contribute to obtaining a better response, especially when the building enters the nonlinear stage.

In this research, the nonlinear behavior of RC Intermediate moment resisting frames designed according to four lateral force patterns resulting from the Goel et al(2010) pattern was compared after making an adjustment to the values of the parameter α to become: 0.6,0.65,0.75, in addition to another pattern (displacement profile) in which it is based on the distribution of base shear on the floors in a manner consistent with the shape of the displacement profile resulting from the dynamic analysis of the building when it is exposed to Kobe(1995) earthquake scaled to 0.25g.

A nonlinear static and dynamic analysis was conducted under the influence of the El-Centro earthquake(1940) after scaling it to three values (0.25g,0.3g,0.35g) in order to study the effectiveness of the patterns at different degrees of nonlinearity.

The results showed that the Goel et al(2010) pattern corresponding to the parameter value (α=0.6) is the best pattern studied in this research, as it gave the best capacity curve and the lowest values for drift ratio and general damage. It also produced a more regular distribution of drift ratio compared to the rest of the patterns.

Keywords: Lateral design forces - pushover analysis- Nonlinear dynamic analysis.

Copyright **:**Tishreen University journal-Syria, The authors retain the copyright under a CC BY-NC-SA 04

*Ph.D. Department of Structural Engineering- Faculty of Civil Engineering-Latakia University – Latakia - Syria. E-mail: fadwa.issa650@gmail.com
** Researcher - Latakia University – Latakia - Syria. E-mail: abakbadran1997@gmail.com

نمط تحميل جانبي أكثر فعالية من أجل التصميم الزلزالي للإطارات البيتونية متوسطة المقاومة للعزوم

د. فدوى عيسى*

عبق بدران**

(تاريخ الإيداع 8 / 1 / 2025. قُبِل للنشر في 23/ 1 / 2025)

□ ملخّص □

تلعب نماذج القوى الجانبية المستخدمة في التصميم الزلزالي دوراً هاماً في السلوك اللاخطي للأبنية. وقد قدمت الكودات الزلزالية نماذج قوى تعتمد على أنماط الاهتزاز المرنة، لكن هذه النماذج قد لا تمثل الاستجابة الفعلية للبناء في المرحلة اللاخطية. إن تحسين نماذج القوى الجانبية التصميمية يمكن أن يساهم في الحصول على استجابة أفضل لاسيما عند دخول المبنى في المرحلة اللاخطية.

تم في هذا البحث مقارنة الأداء اللاخطي لإطارات بيتونية متوسطة المقاومة للعزوم مصممة وفق أربعة نماذج للقوى الجانبية ناتجة عن النموذج المقترح من قبل Goel et al(2010) بعد إجراء تعديل على قيم المعامل α لتصبح: 0.6 ، 0.65، 0.75، إضافة إلى نموذج آخر هو (displacement profile) يعتمد فيه على توزيع القص القاعدي على الطوابق بشكل يتوافق مع شكل مقطع الانتقالات الطابقية الناتج عن التحليل الديناميكي للمبنى عند تعريضه لزلزال Kobe(1995) مقيس إلى 0.25g.

أجري تحليل ستاتيكي وديناميكي لاخطي تحت تأثير زلزال El-Centro(1940) بعد تقييسه إلى ثلاثة قيم (0.25g, 0.3g, 0.35g) وذلك لدراسة فعالية النماذج المقترحة في درجات لاخطية مختلفة.

بينت النتائج أن نموذج Goel et al(2010) الموافق لقيمة البارامتر (α=0.6) هو أفضل النماذج المدروسة في هذا البحث، إذ أعطى أفضل منحني استطاعة وأقل قيم للانحرافات الطابقية والضرر العام كما أنتج توزيعاً أكثر انتظاماً للانحرافات الطابقية مقارنة مع باقي النماذج.

الكلمات المفتاحية: قوى جانبية تصميمية- تحليل ستاتيكي لاخطي- تحليل ديناميكي لاخطي.

حقوق النشر : مجلة جامعة تشرين- سورية، يحتفظ المؤلفون بحقوق النشر بموجب الترخيص CC BY-NC-SA 04

* دكتور- قسم الهندسة الإنشائية - كلية الهندسة المدنية - جامعة اللاذقية- سورية. E-mail: fadwa.issa650@gmail.com

** باحثة – جامعة اللاذقية - اللاذقية - سورية. E-mail: abakbadran1997@gmail.com

مقدمة:

يعتبر نموذج القوى الجانبية المستخدم في تصميم الأبنية من أهم العوامل التي تؤثر على سلوكها، ولذلك فقد بدأ السعي في السنوات الأخيرة لاقتراح نماذج قوى أكثر كفاءة تعطي سلوكاً أفضل لاسيما في المرحلة اللاخطية [5] [6] [7] [8] [13].

قامت[4][3] Badran et al بدراسة سلوك أبنية بيتونية ذات جمل إطارية مصممة وفق خمسة نماذج قوى جانبية مقترحة من أبحاث سابقة وهي: نموذج الكود العربي السوري 2012 [**14**] UBC97 [**11**] الذي يأخذ شكل مثلث مقلوب مع تركيز قوة في أعلى المبنى عندما يكون دور المبنى أكبر من 0.7sec للتعبير عن تأثير الأنماط العليا، نموذج الكود الأمريكي (ASCE/SEI 7-10) [**1**] وفيه يكون الارتفاع الطابقي مرفوع لقوة تتعلق بدور المبنى، نموذج مقترح من قبل Goel et all [**6**]، نموذج قوى مقترح من قبل Park & Medina [**10**]، نموذج مقترح من قبل Moghaddam & Karami Mohammadi [**9**]، وأخيراً نموذج مقترح من قبل Hajirasouliha & Moghaddam [**8**]. أعطى نموذج Goel et all[**6**] المسمى P2 أكبر قيمة للقوة الجانبية في الطابق الأخير مقارنة مع باقي النماذج، بينما كان شكل التوزيع في كل من النموذجين Park & Medina و Moghaddam & Karami Mohammadi منتظماً في جميع الطوابق ماعدا الطابق الأخير. استخدمت [4][3] Badran et all هذه النماذج الخمس في التصميم الإنشائي، ثم أجرت تحليل ستاتيكي وديناميكي لاخطي للمبنى المصمم. وقد بينت النتائج أن نموذج القوى P2 المقترح من قبل Goel et al(2010) هو من أكثر النماذج كفاءة لتصميم الأبنية البيتونية ذات الجمل الإطارية.

أهمية البحث وأهدافه:

بما أن الأبنية ستدخل في المرحلة اللاخطية عند تعرضها لزلازل قوية فإنه من المهم العمل على تطوير نماذج قوى زلزالية جانبية قادرة على تحسين الأداء في المرحلة اللاخطية، خصوصاً أنه لايمكن اعتماد نماذج القوى المقترحة في الأبحاث السابقة مباشرة في التصميم العملي لأن لكلٍ منها افتراضات معينة[8]. عند تعرض الأبنية لزلازل قوية تتولد تشوهات لدنة ويزداد الدور الأساسي للمبنى كما تزداد مساهمة الأنماط العليا وبالتالي قد تصبح بعض نماذج القوى التصميمية أقل كفاءة.

يهدف هذا البحث إلى مقارنة الأداء الزلزالي اللاخطي لإطارات بيتونية متوسطة المقاومة للعزوم مصممة وفق النموذج الأكثر كفاءة من بين النماذج التي تمت دراستها في بحث [4][3] Badran et all مع أربعة نماذج أخرى، واقتراح النموذج الأفضل.

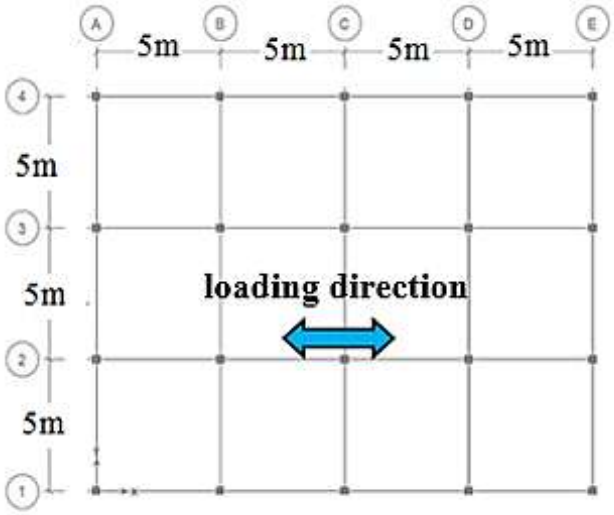
طرائق البحث ومواده:

تم إجراء تحليل ستاتيكي وديناميكي لاخطي للإطارات المدروسة باستخدام برنامج IDARC-2D [12].

1- توصيف الإطارات المدروسة

يوضح الشكل (1) المسقط الأفقي المستخدم، وهو لمبنى سكني مكون من إثني عشر طابقاً بارتفاع طابقي 3m موجود في المنطقة الزلزالية 2C. المقاومة المميزة للبيتون $f'_c = 30MPa$، إجهاد السيلان لفولاذ التسليح $f_y = 400MPa$. الجملة المقاومة للقوى الجانبية هي جملة إطارات بيتونية متوسطة المقاومة للعزوم مصممة وفق الكود العربي السوري[14].

تم تصميم المبنى وفق أربعة نماذج للقوى الجانبية التصميمية (ومقارنة النتائج مع المبنى المصمم وفق النموذج الأكثر كفاءة في بحث Badran et all[3]) مع الحفاظ على الوزن الإنشائي ثابتاً في الإطارات الخمسة خلال عملية التصميم. يعرض الشكل(1) المسقط الأفقي للمبنى المصمم.



الشكل(1): المسقط الأفقي للإطارات المدروسة[3]

2- نماذج القوى الجانبية المستخدمة في التصميم

وضع Goel et al [6](P2) علاقات لحساب القوى الطابقية الجانبية. تحوي هذه العلاقات البارامتر α الذي تم اقتراحه من قبل الباحثين Lee & Goel حيث اعتمدوا قيمته 0.5 في بحثهم، لكنهم أوصوا باختبار نتائج استخدام قيم أخرى لهذا البارامتر على سلوك الأبنية المصممة. ولذا فقد تم في هذا البحث إعادة تصميم الإطار البيتوني المدروس في بحث Badran et all[3] باستخدام قيم مختلفة للمعامل α وهي: 0.6 ، 0.65 ، 0.75 ومقارنة النتائج. كما تم تصميم الإطار وفق نموذج آخر (displacement profile) يعتمد على توزيع القص القاعدي على الطوابق بشكل يتوافق مع شكل مقطع الانتقالات الطابقية الناتج عن التحليل الديناميكي للإطار عند تعريضه لزلزال(1995)Kobe المقيس إلى 0.25g. فيما يلي العلاقات المقترحة من قبل Goel et al [6](P2):

$$F_i = C'_{iv}\, V \qquad (a-3-3)$$

$$C'_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n \,.\, h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j \,.\, h_j} \right)^{\alpha T^{-0.2}} \qquad (b-3-3)$$

$$i = n \quad , \quad \beta_{n+1} = 0 \qquad (c-3-3)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=1}^{n} w_j \,.\, h_j}{w_n \,.\, h_n} \right)^{\alpha T^{-0.2}} \qquad i = 1,2,\dots,n \qquad (d-3-3)$$

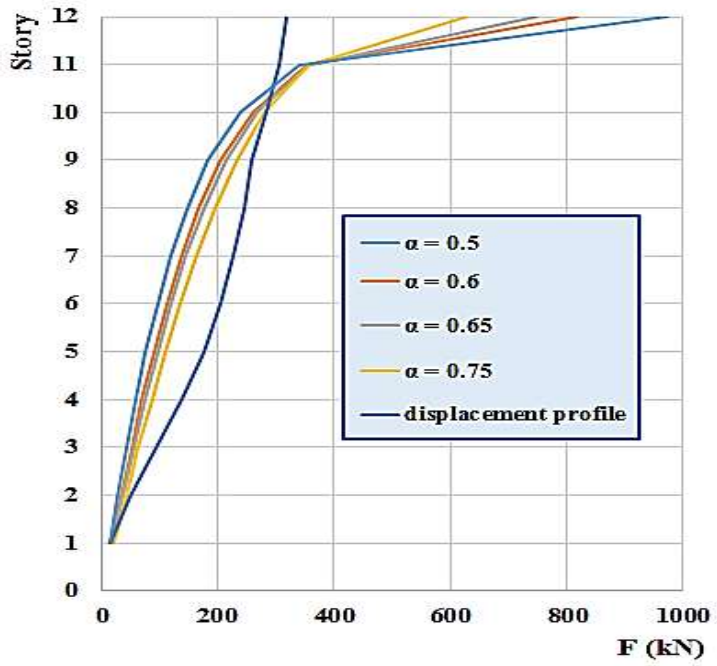
β_i :معامل القص القاعدي عند منسوب الطابقi، α: معامل تم اقتراحه من قبل الباحثين Lee & Goel

يعرض الجدول(1) قيم القوى الطابقية Fi المحسوبة وفق نماذج القوى المذكورة أعلاه. كما يبين الشكل(2) هذه النماذج، وفيه يُلاحظ أن نموذج القوى P2 الموافق لـ $\alpha = 0.5$ أعطى أكبر قيمة للقوة الجانبية في الطابق الأخير مقارنة مع باقي النماذج، لكن بالمقابل كانت قيم القوى الجانبية في الطوابق الأخرى هي الأقل، كما يلاحظ أن نموذج القوى المتوافق مع مقطع الانتقالات مختلف عن نماذج القوى الأخرى، إذ أنه يعطي قيماً أكبر للقوى الجانبية في جميع

الطوابق عدا الطابق الأخير. يلاحظ أيضاً أنه مع زيادة قيم α تزداد القوى الطابقية في جميع الطوابق عدا الطابق الأخير حيث يحدث العكس.

الجدول (1): قيم القوة Fi لنماذج القوى التصميمية المستخدمة (kN)

طابق	P2				displacement profile
	α = 0.5	α = 0.6	α = 0.65	α = 0.75	
12	972.61	817.24	749.13	629.46	318.75
11	340.27	354.13	357.32	357.73	304.71
10	239.21	260.57	268.96	281.74	283.83
9	183.93	205.97	215.56	232.12	259.41
8	147.67	168.58	178.13	195.54	245.25
7	118.90	137.68	146.52	163.14	228.48
6	96.27	112.69	120.57	135.71	205.95
5	76.64	90.45	97.18	110.28	175.52
4	59.64	70.84	76.34	87.18	137.54
3	43.65	52.09	56.27	64.56	94.36
2	28.86	34.54	37.37	43.02	51.47
1	14.40	17.27	18.70	21.57	16.77
base shear	2322.05	2322.05	2322.05	2322.05	2322.05



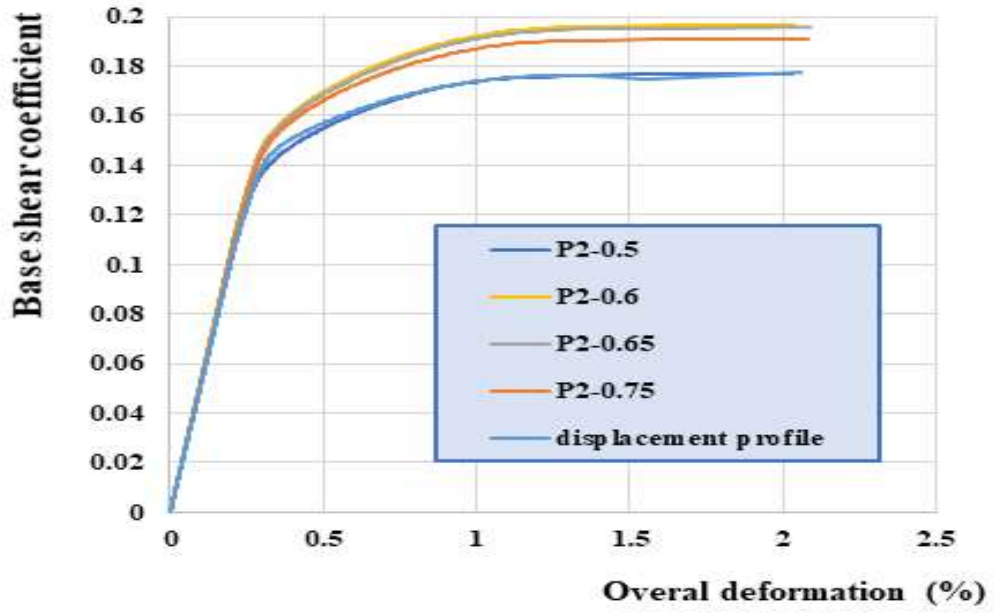
الشكل(2): نماذج القوى التصميمية المستخدمة

النتائج والمناقشة:

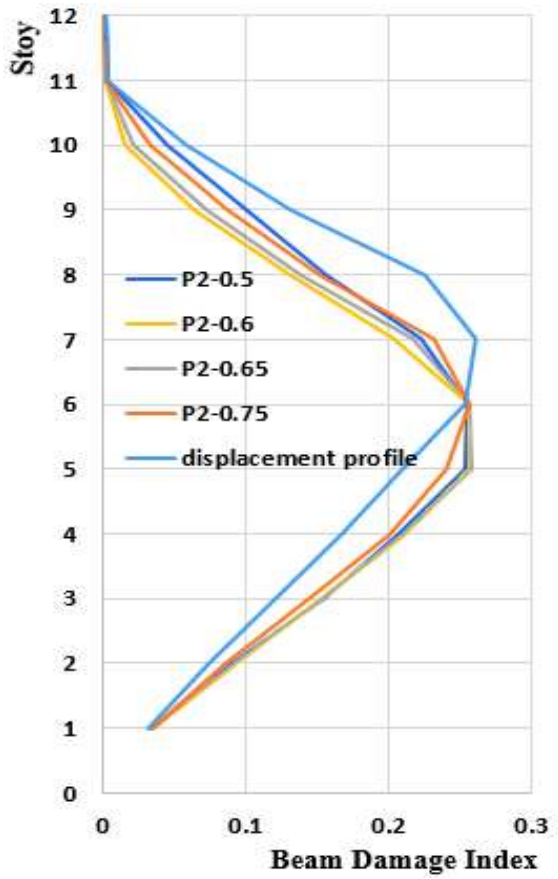
1- التحليل الدفعي (Pushover analysis)

تم إجراء تحليل ستاتيكي لاخطي للإطارات المصممة المدروسة واستخلاص النتائج بهدف التوصل إلى اقتراح نموذج القوى الأكثر كفاءة في هذه الحالة. يبين الشكل (3) منحنيات الاستطاعة للإطارات المدروسة والمصممة من أجل النماذج الخمسة للقوى الجانبية التصميمية. يُلاحظ أن لجميع منحنيات الاستطاعة الصلابة الأولية نفسها، كما يلاحظ أن كل من النموذجين $P2(\alpha = 0.6\ ,\ \alpha = 0.65)$ أعطى منحني استطاعة أفضل مقارنةً مع بقية النماذج الأخرى، بينما كان منحنيا الاستطاعة الناتجين عن النموذجين $P2(\alpha = 0.5)$ و displacement profile هما الأسوأ، فقد أديا إلى انخفاض في المقاومة الأعظمية لمنحني الاستطاعة بحوالي (10.8) % مقارنة مع منحني الاستطاعة للنموذج $P2(\alpha = 0.6)$.

يستخدم برنامج IDARC علاقات [12] Park and Ang(1984) لحساب مؤشر الضرر لكل عنصر إنشائي ولكل طابق في المبنى. يظهر الشكل(4) تغير مؤشر الضرر الطابقي للجوائز عبر ارتفاع المنشأ، وهو يبين أن ضرر الجوائز يتركز في الطوابق الوسطية، حيث نتجت أكبر قيمة لمؤشر الضرر في الطوابق (الخامس والسادس والسابع) وهي (0.26). وقد أعطى نموذج dialacement profile أقل قيم للضرر في الطوابق السفلية (1-5) في حين أعطى أكبر قيم في الطوابق العلوية (7-11). ويلاحظ أن النموذج $P2(\alpha = 0.6)$ أنتج أقل ضرر للجوائز في الطوابق (7-11).

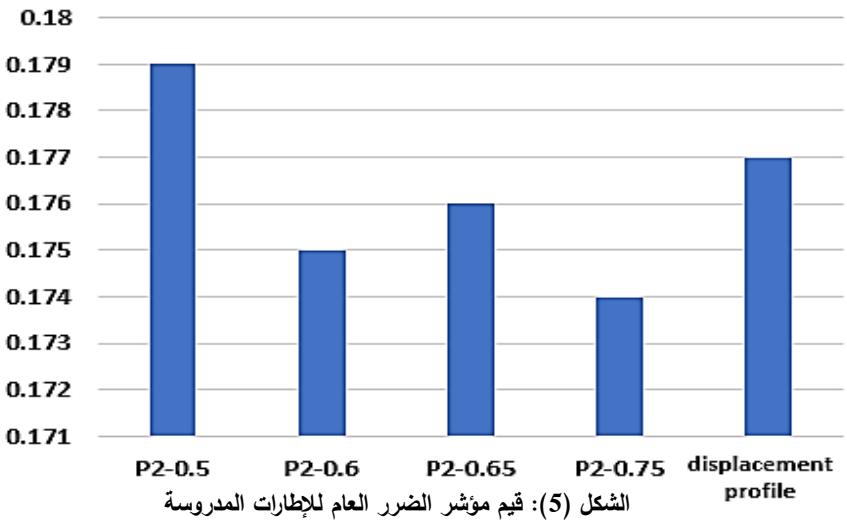


الشكل (3): منحنيات الاستطاعة للإطارات المدروسة.



الشكل (4): قيم مؤشر الضرر الطابقي مع الارتفاع للإطارات المدروسة

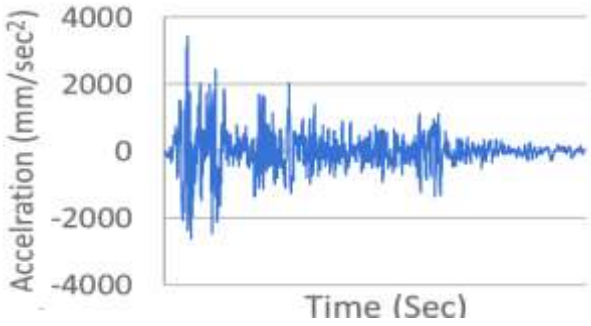
كما يلاحظ من الشكل (5) أن النموذج P2(α=0.75) أنتج أقل قيمة لمؤشر الضرر العام وهي (0.174)، بينما أعطى النموذج P2(α=0.5) أكبر قيمة للضرر وهي (0.179). جميع قيم الضرر كانت ضمن المجال (0.3−0.1) وبالتالي تعتبر الأضرار والتشققات الإنشائية قليلة حسب القيم المرجعية التي حددها Park &Ang [12].



الشكل (5): قيم مؤشر الضرر العام للإطارات المدروسة

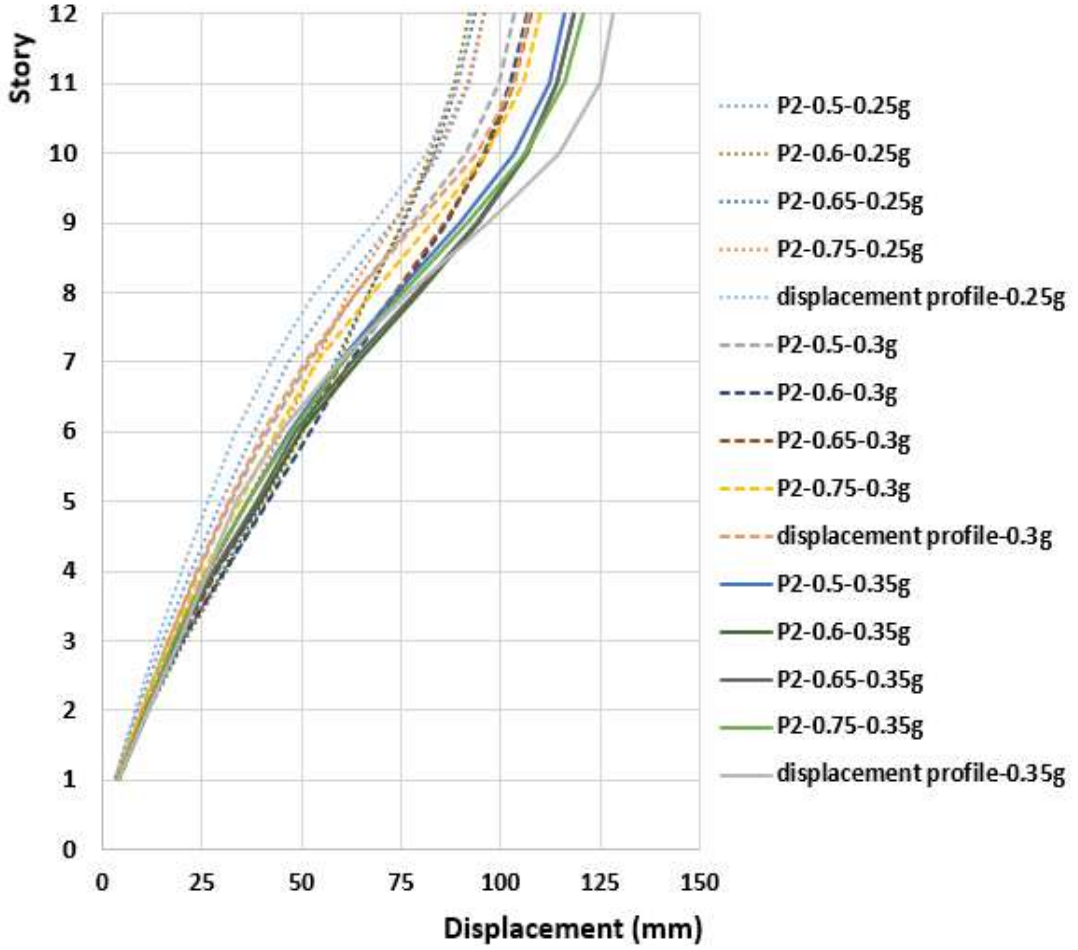
2- التحليل الديناميكي اللاخطي

تم إجراء تحليل ديناميكي لاخطي باستخدام برنامج IDARC للإطارات المدروسة تحت تأثير زلزال El-Centro(1940)، وذلك بعد تقييسه إلى القيم (0.25g, 0.3g, 0.35g) بهدف دراسة تأثير درجة اللاخطية على الأداء اللاخطي للإطارات المدروسة. يظهر الشكل (6) السجل الزمني لزلزال El-Centro(1940).



الشكل (6): السجل الزمني لزلزال El-Centro(1940)

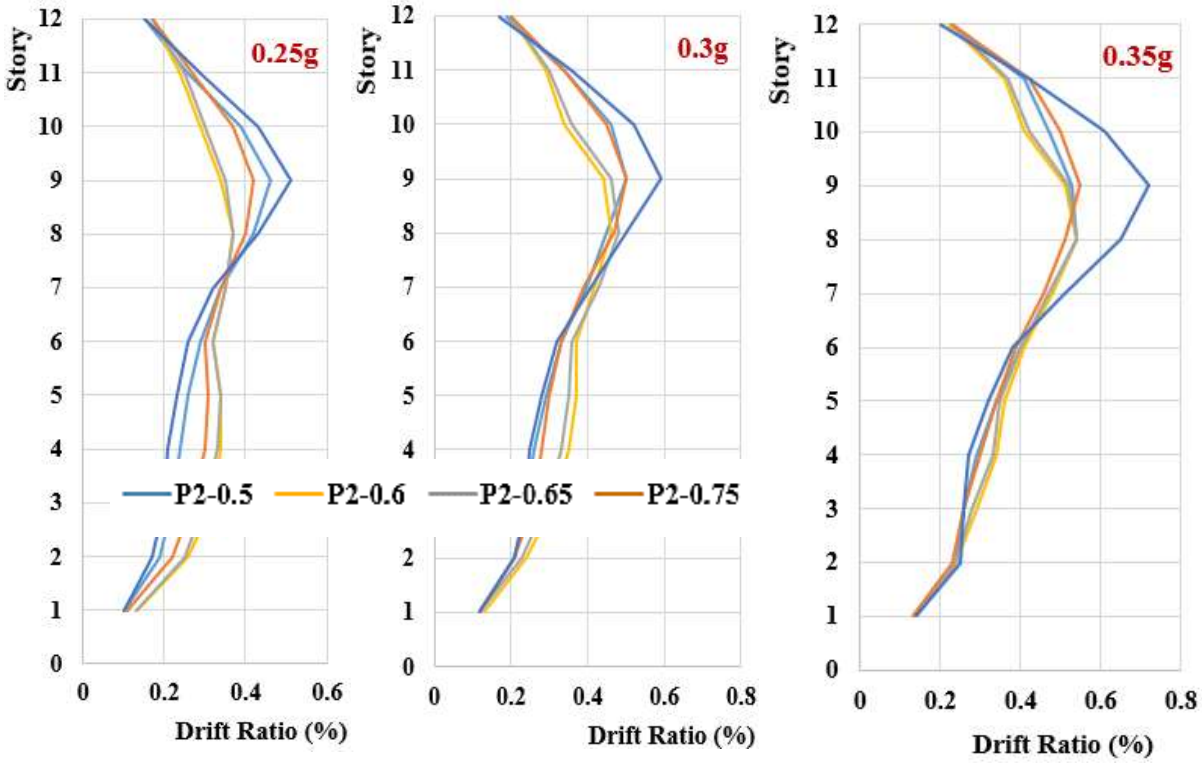
يظهر الشكل(7) تغير الانتقالات الطابقية مع الارتفاع نتيجة التحليل الديناميكي للإطارات، يمكن ملاحظة أن قيم الانتقالات ازدادت مع زيادة شدة الزلزال. فمن أجل زلزال El-Centro معاير إلى 0.25g، أعطى النموذج (displacement profile) أقل قيمة للانتقال في الطابق الأخير (92.8mm) بينما نتجت أكبر قيمة للانتقال (95.63mm) عن (α=0.75) P2. مع زيادة درجة اللاخطية إلى 0.3g أصبحت أقل قيمة للانتقال(66.98mm) ناتجة عن (α=0.5) P2 بينما كانت أكبر قيمة للانتقال (109.86mm) ناتجة عن P2(α=0.75). ومن أجل درجة اللاخطية 0.35g أصبحت أقل قيمة للانتقال (116.08mm) في الطابق الأخير ناتجة عن النموذج (α=0.5 , α=0.65) P2، بينما أعطى النموذج displacement profile أكبر قيمة للانتقالات الطابقية في الطابق الأخير (128.37mm).



الشكل (7): تغير الانتقالات الطابقية مع الارتفاع للإطارات المدروسة تحت تأثير زلزال El-Centro(1940)

يبين الشكل (8) تغير الانحرافات الطابقية النسبية مع الارتفاع، وفيه يُلاحظ أن كل من النموذجين P2 (α=0.6 , α=0.65) استطاع التحكم بالانحرافات الطابقية وأعطى انحرافات طابقية أكثر انتظاماً مقارنة مع باقي النماذج من أجل مختلف درجات اللاخطية المدروسة.

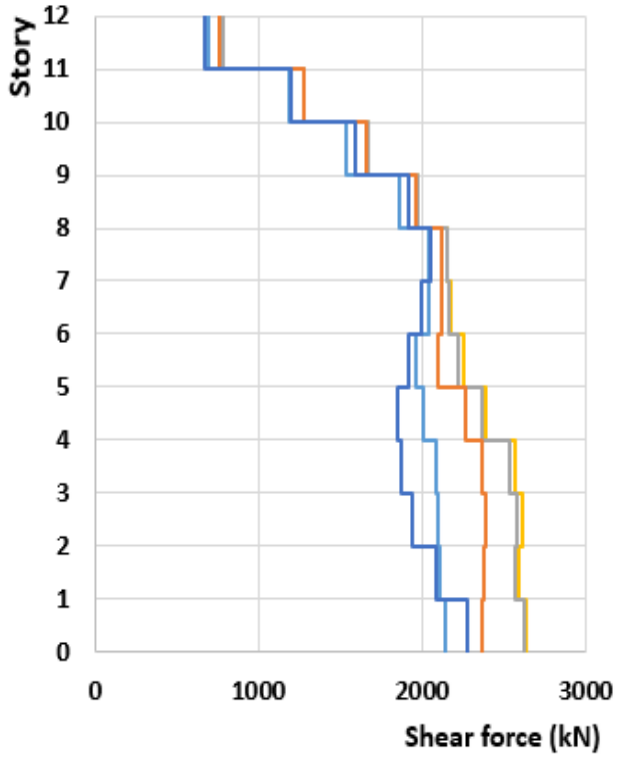
من أجل درجة اللاخطية 0.25g: أعطى النموذج P2 (α=0.6 , α=0.65) أقل قيم للانحرافات الطابقية (0.0037) في الطابق الثامن، بينما أنتج النموذج displacement profile أكبر قيم للانحرافات الطابقية (0.005) في الطابق التاسع. ومن أجل درجة اللاخطية 0.3g: فقد نتجت أقل قيم للانحرافات الطابقية (0.0047) في الطابق الثامن من P2 (α=0.6 , α=0.65)، بينما كانت أكبر قيم للانحرافات الطابقية (0.0059) في الطابق التاسع ناتجة عن displacement profile. وأخيراً عند درجة اللاخطية 0.35g: أنتج النموذج P2 (α=0.6 , α=0.65) أقل قيم للانحرافات الطابقية (0.0054) في الطابق الثامن، بينما كانت أكبر قيم للانحرافات الطابقية (0.0071) في الطابق التاسع ناتجة عن displacement profile. جميع قيم الانحرافات المتولدة هي أقل مما حدده الكود ASCE/SEI 41-13 [2] لمستوى سلامة الحياة (LS).



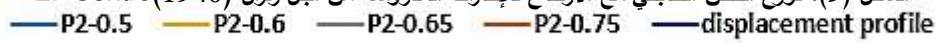
الشكل (8): تغير الانحرافات الطابقية مع الارتفاع للإطارات المدروسة من أجل زلزال El-Centro(1940)

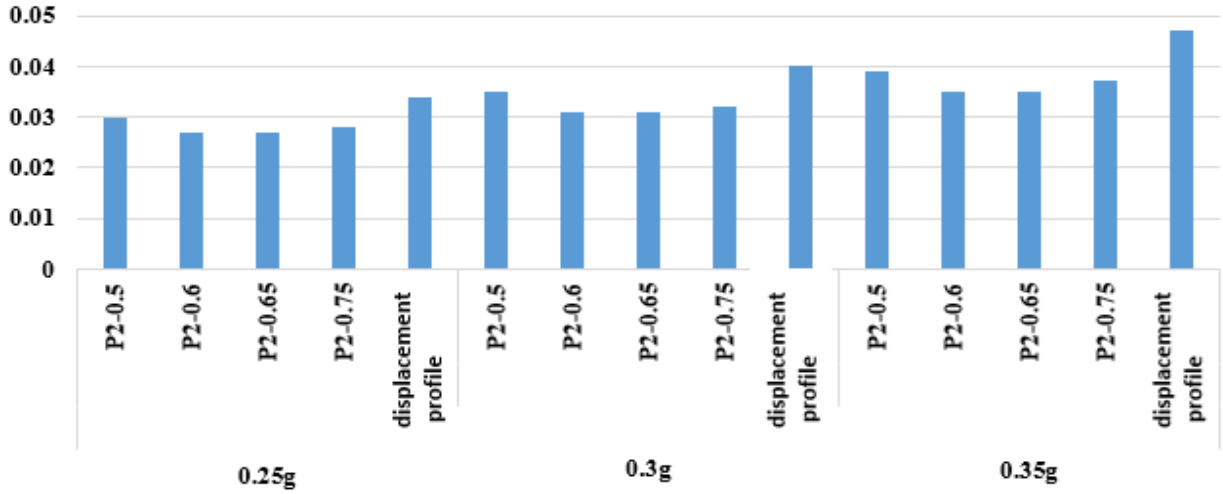
يبين الشكل (9) توزع القص الطابقي مع الارتفاع للإطارات المدروسة تحت تأثير زلزال El-Centro(1940). وفيه يُلاحظ أن كلاً من النموذجين (α=0.5 , α=0.75) P2 أنتج توزيعاً أكثر انتظاماً للقص عبر الطوابق مقارنة مع باقي النماذج. وقد تحمّل الإطار المصمم وفق كل من النموذجين (α=0.6 , α=0.65) P2 أكبر قيم للقص القاعدي الديناميكي (2621.34kN)، في حين تحمّل الإطار المصمم وفق النموذج (α=0.5) P2 أقل قيمة قص قاعدي (2141kN).

يلاحظ من الشكل (10) أن كل من النموذجين (α=0.6 , α=0.65) P2 أعطى أقل قيم لمؤشر الضرر العام في مختلف درجات اللاخطية، في حين أعطى diaplacement profile أكبر قيم لمؤشر الضرر العام في مختلف درجات اللاخطية.



الشكل (9): توزع القص الطابقي مع الارتفاع للإطارات المدروسة من أجل زلزال El-Centro(1940)





الشكل (10): مؤشر الضرر العام للإطارات المدروسة من أجل زلزال El-Centro(1940)

الاستنتاجات والتوصيات:

تم في هذا البحث دراسة الأداء الزلزالي لإطارات بيتونية متوسطة المقاومة للعزوم مصممة باستخدام نموذج قوى Goel et al [6](P2) بعد إجراء تعديل على قيم المعامل α لتصبح: 0.6 ، 0.65، 0.75 ومقارنة النتائج مع حالة $\alpha = 0.5$ المدروسة سابقاً من قبل Badran et all[3] ، إضافة إلى تصميم الإطار البيتوني وفق نموذج آخر هو

(displacement profile) يعتمد فيه على توزيع القص القاعدي على الطوابق بشكل يتوافق مع شكل مقطع الانتقالات الطابقية الناتج عن التحليل الديناميكي للمبنى عند تعريضه لزلزال (1995)Kobe مقيس إلى 0.25g. تم إجراء تحليل ستاتيكي وديناميكي لاخطي تحت تأثير زلزال (1940)El–Centro، بعد تقييسه إلى القيم (g, 0.25g, 0.30.35g) بهدف دراسة تأثير درجة اللاخطية على سلوك الإطارات المصممة. فيما يلي أهم النتائج التي تم التوصل إليها:

1. عند مقارنة أشكال نماذج القوى الجانبية التصميمية المستخدمة في البحث الحالي، يلاحظ أنه مع زيادة قيم α في نموذج Goel et all تزداد قيم القوى الطابقية في جميع الطوابق ماعدا الطابق الأخير حيث يحدث العكس.
2. بينت نتائج التحليل الستاتيكي اللاخطي أن كل من نموذجي القوى (α=0.65 , α=0.6) P2 أعطى أفضل منحني استطاعة، كما أنتج كل من (α=0.75 , α=0.6) P2 أقل قيم لمؤشر الضرر العام مقارنة مع باقي النماذج.
3. أظهر التحليل الديناميكي اللاخطي أن نموذجي القوى (α=0.65 , α=0.6) P2 هما الأفضل، حيث أعطيا توزيع أكثر انتظاماً للانحرافات الطابقية وقيماً أقل للانحراف الطابقي والضرر العام.

References:

[1] American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 7-10), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, 2010.

[2] American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 41-13), *Seismic rehabilitation of existing buildings*, , American Society of Civil Engineers, 2013.

[3] Badran A., Issa F., Hwaija B., *The effect of Lateral force distribution patterns on the behavior of RC buildings*, the Second International Conference in Construction Engineering (ICCE22), Damascus university-Syria, November 28-30, 2022.

[4] Badran A., Issa F., Hwaija B., *The Nonlinear Behavior of RC Medium-Rise Frame Buildings Designed According to Different Lateral Force Design Patterns*, Tishreen University Journal for Research and Scientific Studies. Engineering Sciences Series, Vol(45), 2023.

[5] Bai J., Chen H, *New lateral load distribution pattern for seismic design of deteriorating shear buildings considering soil-structure interaction*, Chongqing University, 2020.

[6] Chao Sh., Goel C. and Lee, *A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State of Structures*, The University of Michigan, College of Engineering, 2007.

[7] Etedali S. and Irandegani M., *A proposed lateral load pattern for pushover analysis of structures subjected to earthquake excitations*, Birjand University of Technology, 2014.

[8] Hajirasouliha I. and Moghaddam H., *New Lateral Force Distribution for Seismic Design of Structures*, Journal of structural engineering, 2009.

[9] Moghaddam H. and Karami Mohammadi R. *More efficient seismic loading for multi-degrees of freedom structures*. Journal of Structural Engineering ASCE 132(10),2006.

[10] Park K., Medina R., *Conceptual seismic design of regular frames based on the concept of uniform damage*. Journal of Structural Engineering, ASCE 133(7), 945-955, 2007.

[11] UBC (Uniform Building Code), International Conference of Building Officials, 1997.

[12] Valles R. et al., *IDARC2D version 7.0: a computer program for the inelastic damage analysis of buildings*, NCEER, State Univ. of New York at Buffalo, NCEER-96-0010 (1996).

[13] Zhang H., Lian Su, Mingzhou. and Cheng Q., *Lateral force distribution in the inelastic state for seismic design of high-strength steel framed-tube structures with shear links*, Xi'an University of Architecture and Technology, Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education (XAUAT), 2020.

[14] The Syrian Arab Code for Designing and Implementing Reinforced Concrete Structures, Syrian Engineers Syndicate, 2012.