

تقييم الأداء الزلزالي للجسور القائمة وفق المتطلبات الحديثة لـ AASHTO باستخدام التحليل الستاتيكي اللاخطي (دراسة حالة جسر الخريبات على طريق اللاذقية - طرطوس)

الدكتور نايل حسن*

الدكتور بسام حويجة**

حنان حسين***

(تاريخ الإيداع 9 / 1 / 2018. قَبِلَ للنشر في 30 / 4 / 2018)

□ ملخص □

تعتبر الجسور من المنشآت الهامة والحيوية التي تؤمن التواصل بين مختلف المناطق، ونظراً لأهميتها فقد لاقى تصميمها اهتماماً كبيراً في كل أنحاء العالم، ويشهد على ذلك التطوير المستمر لكودات التصميم الزلزالي للجسور ومنها AASHTO والذي يتبنى الآن التصميم القائم على الأداء، ويسعى من خلال مجموعة من الاشتراطات والمعايير إلى أن يكون أداء الجسر تحت تأثير الزلزال التصميمي عند مستوى أداء الحفاظ على الحياة (LS) وبالتالي ضمان عدم انهياره. ولما كانت غالبية الجسور المحلية قد شيدت في فترات لم تكن فيها هذه المعايير معتمدة، فلا بد من التحقق من أدائها ومن تحقيقها لهذه المعايير.

تم في هذا البحث تقييم الأداء الزلزالي لأحد الجسور القائمة والذي يمثل نموذجاً لمجموعة كبيرة من الجسور المحلية متعددة الفتحات ذات الاستناد البسيط وذلك من خلال وضع نموذج فراغي للجسر باستخدام برنامج SAP2000V19.1 وإجراء التحليل الستاتيكي اللاخطي. تمت الاستفادة من نتائج هذا التحليل في التحقق من إيفاء الجسر بمتطلبات AASHTO للتصميم الزلزالي والتي تتضمن التحقق من كل من مطلب استطاعة $P-\Delta$ ، و طلب/ استطاعة الانتقال، ومطاوعة العناصر (الأعمدة)، وكذلك التحقق من طلب/ استطاعة القص للأعمدة. بينت النتائج أن أداء الجسر المدروس بحالته الراهنة ومن أجل الشدات الزلزالية المعتمدة في الكود السوري يحقق المستوى المطلوب وهو الحفاظ على الحياة (LS)، ولكنه يتجاوز هذا المستوى من أجل شدة زلزالية عالية، كما بين البحث التوافق بين نتائج التحليل الستاتيكي اللاخطي ومتطلبات AASHTO.

الكلمات المفتاحية: الجسور، AASHTO، التقييم القائم على الأداء، التحليل الستاتيكي اللاخطي.

* أستاذ - قسم الهندسة الإنشائية - كلية الهندسة المدنية - جامعة تشرين - اللاذقية - سورية.

** أستاذ - قسم الهندسة الإنشائية - كلية الهندسة المدنية - جامعة تشرين - اللاذقية - سورية.

*** طالبة دراسات عليا (دكتوراه) - قسم الهندسة الإنشائية - كلية الهندسة المدنية - جامعة تشرين - اللاذقية - سورية.

Seismic Performance Evaluation of Existing Bridges According to the Recent Requirements of AASHTO Using Nonlinear Static Analysis (Case Study of Al Khreibat Bridge on Lattakia -Tartous Road)

Dr. Naeel Hasan*
Dr. Bassam Hwaija**
Hanan Hussein***

(Received 9 / 1 / 2018. Accepted 30 / 4 / 2018)

□ ABSTRACT □

Bridges are important and vital structures that provide communication between different regions. Due to their importance, their design has had a great attention throughout the world, as evidenced by the continuous development of seismic design codes such as AASHTO, which now adopts the performance-based design, and requires through a set of requirements and criteria that the bridge performance under the design earthquake is at life safety (LS) level and thus ensures that it does not collapse. Since most of the local bridges were built at periods where these criteria were not adopted, it is important to verify their performance and that they meet these criteria.

In this paper, the seismic performance of an existing bridge, which represents a model for a wide range of local multi-span simply supported bridges, was evaluated by developing a 3D model of the bridge using SAP2000V19.1 and applying the nonlinear static analysis. The results of analysis have been used to verify that the bridge meets the AASHTO seismic requirements, which include the check of the P- Δ requirement, displacement demand/ capacity, members (columns) ductility, as well as the check of the shear demand/capacity of the columns.

The results showed that the performance of the studied bridge under the seismic intensities adopted in the Syrian code achieves the acceptable level which is life safety (LS), but it exceeds this level under high seismic intensity. The research also showed that there is compatibility between the results of nonlinear static analysis and AASHTO requirements.

Keywords: bridges, AASHTO, performance-based evaluation, nonlinear static analysis.

* Professor, Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Tishreen University, Lattakia, Syria.

** Professor, Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Tishreen University, Lattakia, Syria.

*** Postgraduate Student, Department of Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Tishreen University, Lattakia, Syria.

مقدمة

تعكس الجسور وجهاً حضارياً للبلاد، فهي من أهم البنى التحتية التي تسهم في تحسين نمط الحياة وتشكل الجزء الأكثر حيوية في شبكة الطرق، ومن المهم جداً بقاؤها فعالة بعد أي حدث زلزالي لضمان التواصل واستمرار حركة الطرق التي تلعب دوراً رئيسياً في تأمين عمليات الإنقاذ والإسعاف. سببت الزلازل التي حدثت في مناطق مختلفة من العالم أضراراً كبيرة ومتنوعة في منشآت الجسور، وأظهرت نقاط ضعف في معايير التصميم الزلزالي، وكانت الدافع وراء العديد من الأبحاث والدراسات التي أسهمت في تطور التصميم الزلزالي للجسور بشكل كبير والذي ترافق مع إجراء تحسينات مستمرة على الكودات العالمية لتصميم الجسور والتي اتجهت في معظمها حديثاً إلى الاعتماد على مفهوم الأداء. ولما كانت غالبية الجسور المحلية قد شيدت في فترة زمنية لم تكن فيها معايير التصميم الزلزالي الحديثة معتمدة، فمن الضروري تقييم الأداء الزلزالي لهذه الجسور بغية التنبؤ بالطريقة التي ستستجيب فيها عند تعرضها لهزة أرضية، والتحقق من قدرتها ومدى حاجتها للتدعيم أو إعادة التأهيل.

تهتم كودات التصميم الزلزالي ومنها AASHTO بتصميم الجسور الحديثة، وهي وإن كانت لا تضع استراتيجية مباشرة لتقييم الجسور القائمة إلا أنه يمكن الاستفادة من منهجيتها في تصميم الجسور الحديثة واستثمارها في عمليات التقييم بحيث يتم التحقق من أن الجسر القائم (والذي لم يصمم على الاشتراطات الحديثة) يلبي هذه الاشتراطات أم لا، وذلك بعد تحصيل استجابة الجسر تحليلياً، فغالبية عمليات تقييم المنشآت بما فيها الجسور تعتمد على وضع نماذج حاسوبية ثنائية أو ثلاثية الأبعاد تحاكي المنشأ الفعلي باستخدام برامج حاسوبية مناسبة والتي أصبحت متوفرة ومتخصصة على نحو فعال يؤمن الكثير من الدقة في محاكاة سلوك المواد والمكونات الإنشائية المختلفة، ومن ثم يتم تحليل هذه النماذج باستخدام إجراءات تحليلية مناسبة والذي يسمح بالتحقق من سلوكها ومن امتلاكها استطاعة كافية لمقاومة الحمل الزلزالي المفترض.

أهمية البحث وأهدافه

مع التطور الكبير في معايير التصميم الزلزالي للجسور الحديثة تبرز الحاجة إلى ضرورة التحقق من قدرة وأداء الجسور القائمة والتي شيدت في فترات سابقة لم تكن فيها هذه المعايير مطبقة، ويعتبر التقييم الزلزالي القائم على الأداء أداة فعالة في توقع السلوك المحتمل للجسور القائمة عند تعرضها للزلازل، والتحقق من أن أداؤها هو عند المستوى المطلوب، وكذلك تحديد مستوى الضرر الذي يمكن أن يلحق بها، وهذا يساعد بدوره على اتخاذ الإجراءات المناسبة لتحسين هذا الأداء من خلال استراتيجيات التدعيم المناسبة.

يهدف هذا البحث إلى تقديم الدراسة المرجعية والنظرية اللازمة لتقييم الأداء الزلزالي للجسور باستخدام إجراءات التحليل الستاتيكي اللاخطي وبالاستناد إلى المتطلبات الحديثة للكود (AASHTO, 2011)، وتقييم أداء حالة لنموذج جسر الخريبات الواقع على أوتوستراد اللاذقية - طرطوس والذي يمثل نموذجاً لعدد كبير من الجسور المحلية، متضمنة التحقق من متطلب استطاعة $P-\Delta$ ، ومن انتقالات الطلب والاستطاعة، وكذلك التحقق من المطاوعة والقص في أعمدة الركائز وذلك عند شدة زلزالية مختلفة.

طرائق البحث ومواده

يعتمد هذا البحث المنهج النظري التحليلي والتطبيقي، سيتم تقديم الدراسة المرجعية اللازمة والإجراءات اللازمة القائمة على الأداء بما يتوافق مع المتطلبات الحديثة للكود (AASHTO, 2011)، سيتم إنشاء نموذج ثلاثي الأبعاد للجسر المدروس باستخدام برنامج SAP2000V19.1 وتحليل هذا النموذج من أجل شدات زلزالية مختلفة، وتقييم النتائج والتحقق من أداء الجسر ومن ثلبيته لاشتراطات التصميم الزلزالي وفق الكود AASHTO.

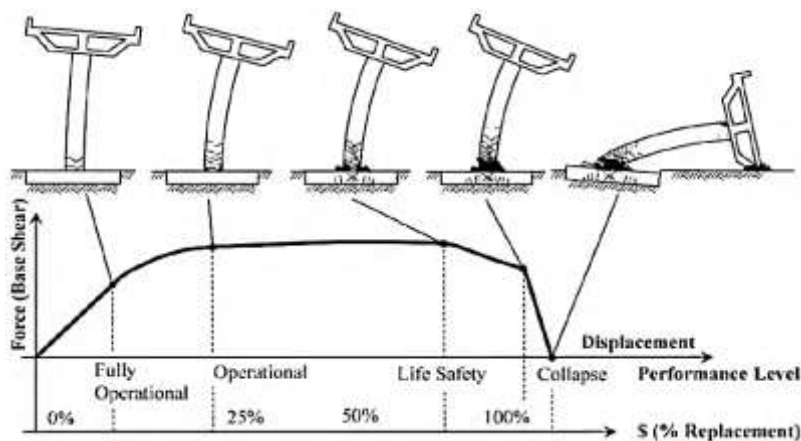
الهندسة الزلزالية القائمة على الأداء Performance Based Earthquake Engineering

يرتكز الاتجاه الحديث في الهندسة الزلزالية إلى مفهوم الأداء سواء في التصميم أو التحليل أو تقييم المنشآت القائمة أو تلك التي تمت إعادة تأهيلها، يأخذ هذا المفهوم بعين الاعتبار السلوك المتوقع للمنشأ أثناء الزلزال (Hasan, 2017). ويمكن أن تفهم مسألة الهندسة الزلزالية القائمة على الأداء (PBEE) بشكل أفضل بطريقة عكسية، إذ يتم أولاً تحديد مستوى الأداء المطلوب أو المستهدف، ومن ثم يتم تنفيذ التصميم (بشكل شبه مؤكد بطريقة تكرارية) لضمان تحقيق هذا المستوى من الأداء (Mackie, 2012). في البداية اعتمدت (PBEE) من أجل منشآت المباني، ولكنها توسعت لاحقاً لتدخل مجال منشآت الجسور حيث أصبحت معظم الكودات العالمية لتصميم الجسور تتبنى الآن مفهوم التصميم القائم على الأداء PBD. وقد أوصى المركز متعدد الاختصاصات لبحوث الهندسة الزلزالية (MCEER) بأن تكون فلسفة إعادة تأهيل منشآت الجسور قائمة على الأداء، وأشار إلى أن إجراءات إعادة التأهيل القائمة على الأداء هي نفس إجراءات PBD سواء للمباني أو للجسور (Buckle et al, 2006). لقد أصبح هذا المفهوم أكثر شيوعاً لسببين: أولهما أن التصميم الهندسي والمجتمعات البحثية قد طورت معارف وأدوات جديدة تتعلق بالأداء الزلزالي فأتحت الباب أمام تصميم أفضل. وثانيهما أن التوقعات العامة للأداء الزلزالي للجسر قد لا تكون متماشية مع الأهداف المستهدفة لمواصفات التصميم الزلزالي، مما يعطي فرصة للتصميم القائم على الأداء لتحسين العلاقة بين التوقعات والأهداف المستهدفة (NCHRP, 2013).

يهدف التقييم القائم على الأداء للجسور إلى التحقق من أن الجسر قادر على الإيفاء بمعايير ومستويات أو أهداف أداء محددة. ومن الطبيعي أن تُطلب مستويات أداء عالية للمنشآت الهامة والزلزائل الضعيفة، بينما يُطلب مستوى أقل للأداء من أجل المنشآت العادية والأحداث الأكثر ندرة. يتم تحديد مستويات الأداء للجسور من خلال مستوى الخدمة أو مستوى الضرر بعد الحدث الزلزالي (Gandhi & Shah, 2012)، والذان يرتبطان ببعضهما ارتباطاً مباشراً. هذا وتتطلب معايير الأداء الزلزالي المقبولة تحقيق كل من شروط السلامة والشروط الاقتصادية، وتتغير هذه المعايير حسب مستوى الهزة الأرضية وأهمية الجسر وزمن الخدمة المتوقع (Buckle et al, 2006). أي أن أهداف الأداء هي اقتران بين مستوى أداء ومستوى خطر زلزالي، وبالتالي فإن أهمية الجسر وتصنيفه يحددان مستوى الأداء الزلزالي المطلوب، والطريقة التي يجب أن تستخدم لتقدير الطلب الزلزالي والاستطاعة الانشائية. وقد انعكس هذا المفهوم بشكل واضح في كودات التصميم الزلزالي للجسور مثل AASHTO و Caltrans والكود الأوروبي والكود الياباني، فاعتمدت جميعها تصنيفات متعددة للجسور ومستويات مختلفة للهزات الأرضية.

عند تقييم الأداء يجري المهندسون تحليلات إنشائية لتقدير استجابة المنشأ للأخطار الزلزالية، وتوقع القدر المحتمل من التضرر، والعواقب المحتملة لذلك التضرر (FEMA508, 2012)، وترتكز منهجية التقييم القائم على الأداء إلى عنصرين أساسيين هما الطلب (demand) الذي يمثل شدة الهزة الأرضية الزلزالية ويمكن أن يعبر عنه من خلال طيف الاستجابة المرن، والاستطاعة (capacity) التي تمثل قدرة المنشأ لمقاومة الطلب الزلزالي، ويمكن التعبير عن

استطاعة الجسر لمقاومة الحمولات الجانبية من خلال ما يعرف بمنحني الاستطاعة (pushover) الذي يظهر العلاقة بين الحمولة الجانبية الكلية وبين الانتقال في نقطة مختارة من الجسر، وبما أن هذا المنحني يعبر عن استطاعة الجسر من أجل مجال كبير للحمولة الجانبية فيمكن الاستفادة منه في تحديد الانتقال والحمولة من أجل مستويات الأداء المختلفة كما هو مبين الشكل (1).



الشكل (1) منحني الاستطاعة (pushover) لجسر يبين مستويات الأداء (NCHRP, 2013)

تستخدم في التقييم القائم على الأداء طرائق التحليل الإنشائي المصنفة في مجموعتين رئيسيتين خطية ولاخطية، والتي يمكن أن تقسم كل منها إلى ستاتيكية وديناميكية (EIGawady et al., 2009). يعتبر التحليل الستاتيكي المكافئ مثلاً على الإجراءات الستاتيكية الخطية، بينما يندرج التحليل باستخدام طيف الاستجابة والتحليل الخطي باستخدام السجلات الزمنية ضمن الإجراءات الديناميكية الخطية، أما فيما يتعلق بالطرائق اللاخطية فهناك الإجراءات الستاتيكية اللاخطية، والتحليل اللاخطي باستخدام السجلات الزمنية. تتوقف الاختلافات بين هذه الطرائق على معالجة اللدونة والسلوك الديناميكي (NCHRP, 2013)، ويعتمد الاختيار بينها على توفر بيانات الإدخال ومهارات التحليل والمستوى المقبول من حيث (الجهد والكلفة). إن إجراءات التحليل الخطية غير كافية لتحديد أداء المنشآت تحت تأثير الأحمال الزلزالية (Hasan, 2017)، فهي لا تبين السلوك الحقيقي للمنشأ كونها تتعامل فقط مع المجال المرن، ولا تأخذ بالاعتبار الاستطاعة الإضافية للمنشأ عند التلدن، كما أن هناك قصوراً أو محدودية في استخدام التحليل الخطي المرن في الجسور فهو لا يستطيع أن يعبر عن خضوع الأعمدة، أو فواصل التمدد مع الفجوات، أو السلوك اللاخطي للتربة إلا بشكل تقريبي (AASHTO, 2011). من هنا تأتي الحاجة إلى استخدام طرائق التحليل اللاخطية، قد يكون التحليل باستخدام السجلات الزمنية هو الطريقة الأكثر دقة لتقدير الاستجابة الانشائية، إلا أن استهلاكها للكثير من الوقت والجهد، وحاجتها لسجلات زلزالية قد لا تكون متوفرة تدفع إلى استخدام طرائق أبسط مثل الإجراءات الستاتيكية اللاخطية (NSP)، والتي أصبحت مألوفة ومنتشرة إلى حد كبير، فبعد رواج (شعبية) فلسفة التصميم القائم على الأداء في الهندسة المدنية كأداة قوية (فاعلة) لتقييم الأداء الزلزالي، أصبح التحليل الستاتيكي اللاخطي اتجاهاً جديداً نتيجة بساطته بالمقارنة مع إجراءات التحليل الديناميكي اللاخطي التقليدي باستخدام السجلات الزمنية (Nicknam et al, 2011).

5- إجراءات التحليل الستاتيكي اللاخطي للجسور (تحليل PUSHOVER)

يتم في إجراءات التحليل الستاتيكي اللاخطي تطبيق قوى جانبية بشكل متزايد ووفقاً لنموذج توزيع محدد، ليس لهذا التحليل أي أساس نظري دقيق فهو يعتمد على افتراض أن استجابة المنشأ يمكن ربطها باستجابة جملة مكافئة ذات

درجة حرية واحدة (Krawinkler & Kseneviratna, 1998). إن الهدف من تحليل NSP هو تقييم الأداء المتوقع للنظام الإنشائي من خلال تقدير متطلبات مقاومته وانتقالاته من أجل زلازل تصميمية بواسطة التحليل الستاتيكي اللاخطي، ومقارنة هذه المتطلبات مع الاستطاعة المتاحة عند مستوى الأداء قيد الاهتمام. على الرغم من أن التحليل المرن يؤمن نظرة عامة مفيدة للاستجابة الديناميكية المتوقعة للجسر، لكنه بشكل عام لا يستطيع تقدير ميكانيزمات الانهيار أو إعادة توزيع القوى الذي يتبع تشكل المفاصل اللدنة أثناء الحركات الأرضية القوية (Kapposet al., 2005). أما NSP فينتوق أن يعطي معلومات عن الكثير من خصائص الاستجابة التي لا يمكن الحصول عليها من التحليل الستاتيكي أو الديناميكي المرن. ومن المعروف أن هناك طريقتان رئيستان لتحليل NSP :

طريقة معاملات الانتقال التي تقدمها وكالة إدارة الطوارئ الفدرالية (FEMA273, 1997) (DCM) والتي توفر إمكانية حساب الانتقال الأعظمي اللامر للطلب الزلزالي مباشرة وبدقة مقبولة من الانتقال المرن للمنشأ، وذلك من خلال تصحيح هذا الانتقال باستخدام عدد من معاملات التعديل (المستنتجة تجريبياً).

وطريقة طيف الاستطاعة (ATC, 1996) (CSM) وهنا يتم تحديد الانتقال الأعظمي من الطيف المرن المكافئ، ويستخدم التخامد والدور المكافئان من أجل أخذ السلوك اللدن للمنشأ بالاعتبار. في FEMA440 تم تقييم كلا الطريقتين السابقتين وإجراء تحسينات عليهما وذلك بالاعتماد على الأبحاث التجريبية، فتم اقتراح الإجراء الخطي المكافئ equivalent linearization procedure كتعديل على طريقة طيف الاستطاعة، وإجراءات تعديل الانتقال Displacement Modification كتعديل على طريقة المعاملات حيث تقترح تعديلات على المعاملات نفسها. وتجدر الإشارة هنا إلى أن الإصدارات الحديثة من برنامج التحليل الإنشائي SAP2000 تتضمن الطرائق الأربعة.

استخدم مهندسو الجسور في السنوات الأخيرة NSP كبديل بسيط وفعال عند تقييم أداء منشآت الجسور القائمة أو الجديدة تحت تأثير الحمولات الزلزالية (Chen & Duan, 2003). لا تختلف NSP في الجسور جوهرياً عنها في المباني، لكن قد تكون هناك بعض التعديلات أو بعض النقاط التي يجب الانتباه إليها وذلك نتيجة الخصوصية الإنشائية للجسور، فالجسور تمتد أفقياً بعكس المباني التي تمتد شاقولياً، ومنها:

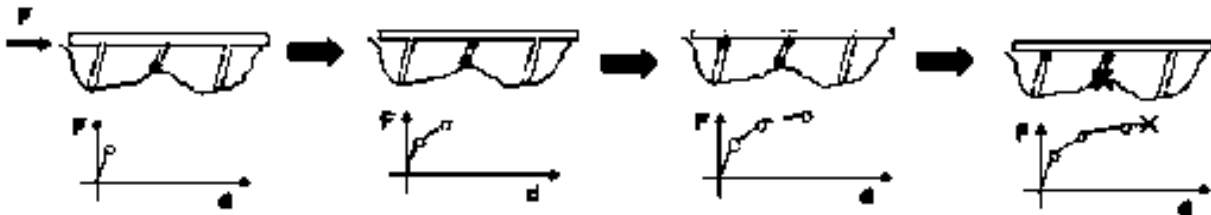
نقطة التحكم أو النقطة المرجعية (والتي سيتم رصد الانتقالات فيها) فهي غالباً ما تختار نقطة من السقف من أجل المباني، أما في الجسور (وعلى الرغم من أنه يمكن اختيار أي نقطة لتكون نقطة التحكم) إلا أنه يفضل اختيار النقطة التي تمثل مركز بلاطة الجسر أو أعلى الركيزة الوسطية الأقرب إلى هذا المركز.

حالة التحميل الأولية التي سينطلق منها تحليل NSP فهي في الجسور حالة تحميل حمولات الجاذبية (النقالة) المختلفة التي تتضمن الوزن الذاتي وحمولة التغطية ووزن الأظاريف وغيرها من التجهيزات وذلك مع عامل تصعيد حمولة يساوي (1)، في حين يتم إهمال الحمولة الحية في مثل هذا التحليل "يجب أن يكون عامل الحمولة الحية (0.0) عند استخدام تحليل pushover لتحديد استطاعة الانتقال" (BDM, 2016)، " ليس هناك حاجة لأخذ الحمولات الحية بالاعتبار في تحليل pushover المستخدم لتحديد استطاعة الانتقال وطلب المطاوعة" (AASHTO, 2011)، أم في المباني فتوصي (FEMA356) بأخذ 25% من الحمولة الحية.

توزيع القوى الجانبية: إن نتائج تحليل NSP (مثل منحنى الاستطاعة، تسلسل خضوع العناصر، استطاعة المنشأ والطلب الزلزالي) حساسة جداً لنموذج الحمولة المستخدم، ويحدد توزيع قوى العطالة الجانبية القيم المتناسبة للقوى والعزم والانتقال ضمن المنشأ (Sethy, 2011). نماذج الحمولة الجانبية المستخدمة في الجسور هي أما حمولة

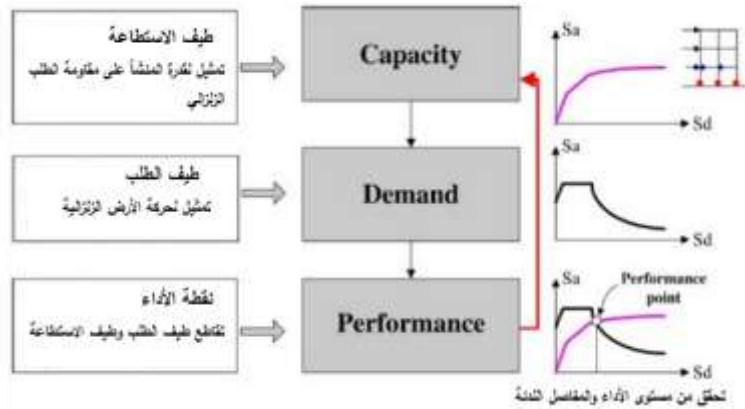
منتظمة أو بشكل مثلث معكوس تطبق على الأعمدة، أو تكون متناسبة مع نمط الاهتزاز الفعال الأول في الاتجاه المدروس (Cavallari, 2011).

بعد تحديد نقطة التحكم وتوزيع القوى الجانبية والانتقال الهدف يتم إجراء التحليل حيث يتم تطبيق القوة الجانبية بشكل متزايد تدريجياً، ويتوقف التحليل عندما يصل الجسر إما إلى حد الانتقال المحدد مسبقاً (الانتقال الهدف)، أو إلى استطاعته القصوى. يمكن أن تتمثل الاستطاعة القصوى بتطور انهيار (فشل) موضعي (مثل وصول أحد المفاصل اللدنة إلى استطاعة تقوسه) كما في الشكل(2)، أو تطور ميكانيزم انهيار كلي (مثل تطور مفاصل لدنة كافية تجعل المنشأ غير مستقر) (Symans et al., 2003).



الشكل (2) تطور تشكل المفاصل اللدنة مع زيادة القوة المطبقة

بعد إجراء التحليل يمكن الحصول على منحنى الاستطاعة والذي يعطى كإنتقال في نقطة التحكم مقابل القصر القاعدي والذي يمثل رد الفعل الكلي على كل المساند في الاتجاه العام المعطى ونحصل كذلك على طيف الاستطاعة للجسر. يرسم طيف الاستطاعة منحنى pushover بشكل طيف استجابة تسارع- انتقال، فيعطى كلاً من منحنى استطاعة المنشأ وطيف الطلب بشكل تسارع طيفي مقابل انتقال طيفي ونحصل من تقاطعهما على ما يعرف بنقطة الأداء والتي يحدد موقعها على منحنى الاستطاعة مستوى أداء الجسر من أجل الخطر الزلزالي المفترض. يبين الشكل(3) العناصر الرئيسية في التحليل الستاتيكي اللاخطي وهي الطلب والاستطاعة والأداء.



الشكل (3) إجراء التحليل اللاخطي (Hasan, 2017)

6- تطور التصميم الزلزالي القائم على الأداء في AASHTO

يعد الكود الأمريكي AASHTO والذي بدأ نشره عام 1930 أشهر كود تصميمي للجسور، لكنه لم ينطرق إلى الحمولات الزلزالية حتى عام 1961، ومنذ ذلك الحين تلاقت التطويرات والتحسينات المستمرة لمواصفات AASHTO للتصميم الزلزالي ليتم عام 2009 تطوير وتبني توصيات التصميم الزلزالي القائم على الأداء لجسور الطرق السريعة التي نشرت عام 2003 وكانت نتيجة لمشروع مشترك بين مركز التكنولوجيا التطبيقية (ATC) والمركز متعدد

الاختصاصات لبحوث الهندسة الزلزالية (MCEER). يصنف AASHTO الجسور من حيث الأهمية إلى ثلاثة أصناف (AASHTO, 2012) كما يلي:

- جسر حرجة (هامة): والتي يجب أن تبقى مفتوحة من أجل كل حركة مرور بعد زلزال تصميمي يتوقع حدوثه كل 1000 سنة، وقابلة للاستخدام من قبل عربات الطوارئ ولأغراض الأمن والدفاع بعد زلزال كبير يتوقع حدوثه كل 2500 سنة.

- جسر رئيسية: والتي يجب أن تفتح على الأقل لعربات الطوارئ ولأغراض الأمن والدفاع بعد زلزال تصميمي يتوقع حدوثه كل 1000 سنة.

- جسر أخرى: بقية الجسور.

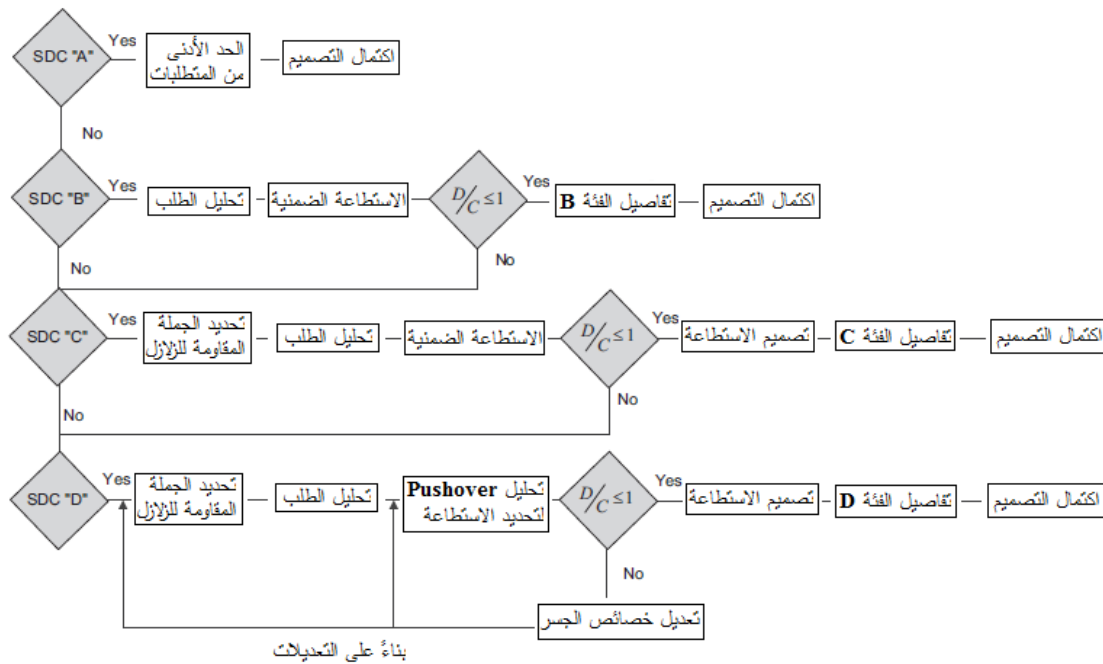
أما فيما يتعلق بالخطر الزلزالي فقد تبني AASHTO بعد زلزال Loma Prita زلزلاً باحتمال حدوث 10% خلال 50 عاماً والتي يفترض أنها عمر الجسر وهذا يتوافق مع فترة تكرار بحدود 500 سنة، ولكن مع تطور مواصفات التصميم أصبح العمر التصميمي للجسر 75 عاماً وتم اعتماد زلزال باحتمال حدوث 7% خلال 75 عاماً (فترة تكرار زمنية 1000 سنة) كزلزال تصميمي. ويمكن أحياناً ومن أجل الجسور الهامة جداً استخدام مستوى للهزة الأرضية يتوافق وفترة تكرار 2500 سنة (لكن من أجل تصميم الجسور الحديثة وليس من أجل إعادة تأهيل الجسور القائمة (Buckle et al, 2006)).

يفترض (AASHTO, 2011) أن كل جسر يجب أن ينسب إلى واحدة من أربع فئات زلزالية (SDC_S) من A إلى D، وذلك بالاستناد إلى قيمة التسارع الطيفي التصميمي عند الدور 1 ثانية S_{DI} كما هو مبين في الجدول (1)، حيث تختلف متطلبات التصميم الزلزالي للجسر حسب فئته كما يبين الشكل (4)، ونلاحظ أنه من أجل الفئة D يجب إجراء تحليل pushover لتحديد استطاعة الجسر. كما ينص (AASHTO, 2011) على أن يتضمن تصميم الاستطاعة من أجل الفئتين C, D تحقيق متطلبات القص للأعمدة.

الجدول (1) فئات التصميم الزلزالي (AASHTO, 2011)

Value of $S_{DI} = F_p S_I$	SDC
$S_{DI} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{DI} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{DI} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{DI}$	D

بشكل عام يجب أن تحقق الجسور هدف الأداء life safety من أجل زلزال بفترة تكرار 1000 سنة، ويمكن أن تطلب من أجل بعض الجسور مستويات أداء أعلى كأهداف التشغيل. ويفترض أنه عند هدف الأداء life safety يكون احتمال انهيار الجسر صغيراً، لكن الجسر يمكن أن يعاني من ضرر ملحوظ وشديد، وبالتالي من المحتمل حصول تعطل كبير في الخدمة، كما أنه يمكن أن تكون هناك حاجة للاستبدال الجزئي أو الكلي للجسر (AASHTO, 2011). إن فلسفة AASHTO الحالية تقبل حقيقة أن الجسر سوف يتضرر ويتصرف بشكل لا مرن أثناء الزلزال التصميمي، ولكن ليست كل الأضرار مقبولة، يسمح فقط بالخضوع المطاوع فقط في العناصر المصممة خصيصاً لمثل هذا السلوك، أما الانهيار الهش فإنه غير مسموح أبداً. وهي نفس الفلسفة المعتمدة من قبل (Caltrans, 2013) Caltrans، والتي كانت السبابة في تبني التصميم القائم على الأداء، فهي ترى أنه من غير المجدي اقتصادياً تصميم الجسور العادية لتسلك سلوكاً مرناً، بل يجب الاستفادة من المطاوعة والقوة بعد مرحلة المرونة من أجل الوصول إلى أهداف الأداء المطلوبة وبالتالي تخفيض الكلفة الاقتصادية.



الشكل (4) متطلبات التصميم الزلزالي للجسور (AASHTO, 2011)

7- متطلبات (AASHTO, 2011) للتصميم الزلزالي

يهدف (AASHTO, 2011) إلى أن تحقق الجسور العادية ومن أجل الزلزال التصميمي مستوى الأداء life safety وذلك من خلال مجموعة من الاشتراطات، وقبل التحقق من هذه الاشتراطات يجب أولاً تحديد طلب الانتقال الذي يفرضه الخطر الزلزالي، وهنا ينص (AASHTO, 2011) على أن يتم تكبير الانتقالات المحسوبة من التحليل المرن بعامل تكبير يرتبط بدور الجسر، فيتم التكبير من أجل المنشآت ذات الأدوار القصيرة كما يلي:

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1 \quad \text{for } \frac{T^*}{T} > 1 \quad (1)$$

$$R_d = 1 \quad \text{for } \frac{T^*}{T} \leq 1 \quad (2)$$

حيث $T^* = 1.25 T_S$ ، و $T_S = S_{D1} / S_{DS}$ ، S_{D1} معامل التسارع الطيفي التصميمي عند الدور 1 ثانية والدور 2 ثانية على الترتيب، و μ_D طلب مطاوعة الانتقال المحلية الأعظمية للعنصر وتؤخذ 2,3,6 للفئات الزلزالية B,C,D على الترتيب.

كما يجب أخذ 100% + 30% من الانتقالات لكل من حالتي التحميل الزلزالي المتعامدتين لتحقيق طلب الانتقال.

1-7- التحقق من متطلب استطاعة P-Δ

يجب أن يتحقق الشرط التالي، وإلا يجب إجراء تحليل لاخطي باستخدام السجلات الزمنية يتضمن تأثيرات P-Δ،

$$P_{dl} \Delta_r \leq 0.25 M_P \quad (3)$$

P_{dl} الحمولة الميتة غير المصعدة المؤثرة على العمود

Δ_r الإزاحة الجانبية النسبية بين نقطة تغير الانحناء والنقطة الأبعد من المفصل اللدن

M_P استطاعة العزم اللدن للعمود من البيتون المسلح وفقاً لخصائص المواد المتوقعة

2-7- التحقق من المقاومة (القوة) الجانبية الأصغرية

يجب أن يحقق الجسر الشرط:

$$M_{ne} \geq 0.1 P_{trib} (H_h + 0.5 D_s) / \Lambda \quad (4)$$

P_{trib} الأكبر بين الحمولة الميتة لكل عمود أو القوة المرتبطة بالكتلة الزلزالية المجمعة عند كل ركيزة،

H_h : الارتفاع من أعلى الأساس إلى أعلى العمود

D_s : عمق البنية الفوقية للجسر

$\Lambda=2$: (من أجل نهايتين علوية وسفلية مثبتتين)

M_{ne} : استطاعة العزم الاسمية بالاستناد إلى المقاومات المتوقعة للبيتون وفولاذ التسليح عندما يصل تشوه البيتون إلى

القيمة 0.003

3-7- التحقق من انتقالات الطلب والاستطاعة

يجب أن يكون:

$$\Delta^L_D < \Delta^L_C \quad (5)$$

Δ^L_D : انتقال الطلب مأخوذاً على طول المحور الرئيسي المحلي للعنصر المطاوع

Δ^L_C : انتقال الاستطاعة مأخوذاً على طول المحور الرئيسي المحلي بالتوافق مع Δ^L_D للعنصر المطاوع.

4-7- التحقق من متطلب مطاوعة العنصر

يجب التحقق من متطلبات طلب المطاوعة من أجل كل المفاصل، $\mu_D \leq 6$ (من أجل الركائز متعددة الأعمدة)

ويمكن حساب طلب مطاوعة المفاصل كما يلي:

$$\mu_D = 1 + 3(\theta_{pd}/\varphi_{yi}L)(1 - 0.5L_p/L) \quad (6)$$

θ_{pd} : طلب الدوران اللدن

φ_{yi} : تقوس الخضوع المثالي

L : الطول من نقطة العزم الأعظمي إلى نقطة الانعطاف

L_p : طول المفصل اللدن

5-7- التحقق من طلب واستطاعة القص للعمود

ينص (AASHTO, 2011) على وجوب تحقيق القص في كل أعمدة الركائز إذا كان الجسر ضمن أي من الفئتين

الزلزليتين (C,D)، وذلك من خلال تحقيق الشرط التالي:

$$\phi_s = 0.9 \quad \phi_s V_n \geq V_u \quad (7)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (8)$$

V_u طلب القص، V_n استطاعة القص الاسمية، V_c و V_s مساهمة كل من البيتون والفولاذ في استطاعة القص

استطاعة القص للبيتون:

$$V_c = v_c A_e \quad (9)$$

$$A_e = 0.8A_g \quad (10)$$

A_g المساحة الإجمالية للمقطع العرضي للعنصر

تحسب v_c كما يلي إذا كانت P_u ضاغطة

$$v_c = 0.032\alpha' [1 + P_u/(2A_g)] \sqrt{f'_c} \leq \min(0.11\sqrt{f'_c}, 0.047\alpha' \sqrt{f'_c}) \quad (11)$$

عدا ذلك تكون $v_c = 0$

من أجل عمود مستطيل مع أساور

$$0.3 \leq \alpha' = f_w/0.15 + 3.67 - \mu_D \leq 3 \quad (12)$$

$$f_w = 2\rho_w f_{yh} \leq 0.35 \quad (13)$$

$$\rho_w = A_v/b_s \quad (14)$$

P_u قوة الضغط الأعظمية (النهائية) المؤثرة على المقطع (kips)
 A_v مساحة المقطع العرضي للتسليح العرضي في اتجاه التحميل
 b عرض العمود المستطيل في الاتجاه المدروس، و s تباعد الأساور
 f_{yh} إجهاد الخضوع الاسمي للتسليح العرضي (ksi)، و f'_c مقاومة البيتون الاسمية (ksi)
استطاعة القص للتسليح:

$$V_s = A_v f_{yh} d / s \quad (15)$$

d العمق الفعال للمقطع في اتجاه التحميل

8- دراسة حالة لجسر الخريبات

يقع هذا الجسر على أوتستراد اللاذقية- طرطوس، وقد تم اختياره لأن له خصائص مشابهة لخصائص مجموعة كبيرة من الجسور الطرقية المنتشرة في القطر (جسور بيتونية مسلحة متعددة الفتحات باستناد بسيط).

8-1 مواصفات الجسر

يقع هذا الجسر بالقرب من مدينة طرطوس وهو مبين بالشكل (5)

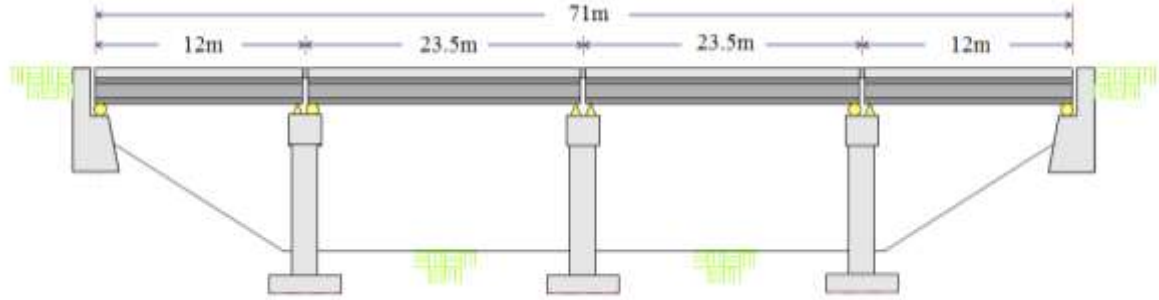


الشكل (5) صورة توضح الجسر (الخريبات - أوتستراد اللاذقية طرطوس)

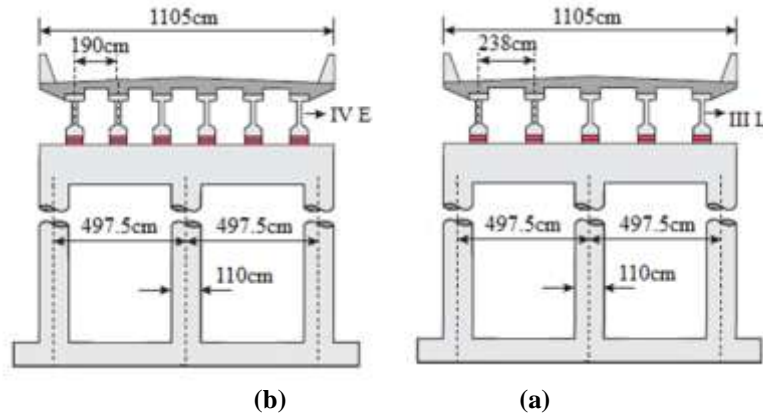
يتألف هذا الجسر من 4 فتحات أبعادها موضحة بالشكل (6)، طول الجسر 71m وعرضه 11.05m، وله 3 ركائز وسطية متعددة الأعمدة (3 أعمدة في كل ركيزة)، ارتفاع الأعمدة من أعلى الأساس حتى أعلى جائر الركيزة متغير بين الركائز وهو للركيزة الأولى 8.45m، وللثانية 8.34m وللثالثة 8.1m، مقطع الأعمدة مربع 110*110cm، مع تسليح طولي 28T32، وتسليح عرضي T12/9cm من أجل طول 110cm أعلى وأسفل العمود، T12/30cm من أجل باقي العمود، ولأعمدة كل ركيزة أساس مشترك (1.1*4.5*15). مقطع جائر الركيزة مستطيل 110*140cm. تتألف البنية الفوقية للجسر من جوائز مسبقة الإجهاد تعلقها بلاطة بيتونية سماكتها في المجازين الوسطيين 24cm، وفي المجازين الطرفيين 26cm، يختلف عدد ونوع الجوائز بين المجازات الطرفية والوسطية كما يظهر الشكل (7)، ارتفاع الديافرامات الوسطية في المجازين الوسطيين 93.9cm، وفي المجازين الطرفيين 77.5cm، ارتفاع الديافرامات

الطرفية في كل المجازات 50cm، وعرض كل الديافرامات 30cm، الركائز الطرفية هي ركائز ذات كرسي استناد. واستخدمت في الجسر مساند مطاطية تتوضع مباشرة على المخذات البيتونية وهي نوعان مساند ثابتة ومساند تمدد. خصائص المواد كما يلي:

- المقاومة المميزة لبيتون الجوائز المسبقة الاجهاد 352kg/cm^2 و 281kg/cm^2 لبيتون باقي المكونات
 - فولاذ التسليح متوافق مع التصنيف A-615 درجة 60 مع اجهاد خضوع $F_y=4200\text{kg/cm}^2$
- وقد أخذت كل الأبعاد والمواصفات من مخططات الجسر.



الشكل (6) مقطع طولي في الجسر



الشكل (7) مقطع عرضي في الجسر، (a) ضمن الفتحة الطرفية (b) ضمن الفتحة الوسطية

2-8- الخطر الزلزالي

قمنا باستخدام ثلاثة أطياف استجابة تمثل:

- زلزال بفترة تكرار 475 عاماً حيث حددت المعاملات الزلزالية لمنطقة الجسر وفق الكود العربي السوري.
- زلزال بفترة تكرار 475 عاماً ولكن بأخذ أكبر معاملات زلزالية في القطر على اعتبار أن هذا الجسر ممثل لمجموعة كبيرة من الجسور المتواجدة في كل أنحاء القطر.
- زلزال بمعاملات زلزالية كبيرة لأن كودات الجسور العالمية تتعامل مع خطر زلزالي بشدات أكبر من تلك التي يعتمدها الكود السوري فعلى سبيل المثال الزلزال التصميمي وفق AASHTO يتوافق مع فترة تكرار 1000 عاماً (AASHTO, 2012)، هذا عدا عن أن الكود السوري خاص بالأبنية وليس الجسور.

يبين الجدول (2) المعاملات الزلزالية المستخدمة، علماً أنه تم حساب S_{D1}, S_{DS} كما في (AASHTO, 2011)، وتم اعتبار صنف التربة S_D كون مخططات الجسر تشير إلى أنه تم تصميم أساسات الركائز على إجهاد أعظمي مسموح للتربة مقداره 2.5kg/cm^2

الجدول (2) المعاملات الزلزالية المستخدمة

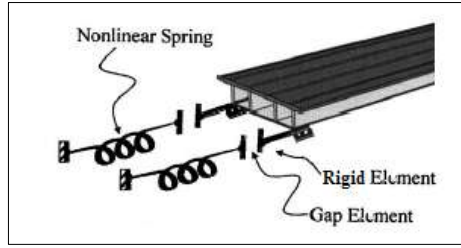
الفئة الزلزالية	$S_{DS}=F_a*S_S$	$S_{D1}=F_v*S_1$	PGA	F_v	F_a	S_S	S_1	
D	1.47	0.61	0.3	1.666	1	1.471	0.367	الحالة الأولى
D	1.83	0.78	0.4	1.5	1	1.83	0.521	الحالة الثانية
D	2.29	1.30	0.954	1.5	1	2.29	0.869	الحالة الثالثة

3-8- نمذجة الجسر باستخدام برنامج ساب (Bridge Modeling in SAP2000V19.1)

قمنا بوضع نموذج فراغي 3D للجسر ومكوناته المختلفة، تمت بدايةً نمذجة المواد المختلفة للجسر مع تعريف الخصائص اللاخطية لبيتون وفولاذ الأعمدة، أم بالنسبة لمكونات الجسر فعادة ما يفترض أن جسم الجسر أو البنية الفوقية (Superstructure) سيبقى مرناً أثناء الحدث الزلزالي لذلك قمنا باستخدام عناصر إطارية (Frame element) مع خصائص خطية مرنة لنمذجة العوارض الرئيسية (Girders)، واستخدام عناصر قشرية (Shell element) لنمذجة البلاطة والديافرامات. أما الأعمدة فقد تمت نمذجتها باستخدام عناصر إطارية مع خصائص لاخطية إذ من المتوقع حصول خضوع وتضرر فيها بتأثير الحمولات الزلزالية المتوسطة إلى الشديدة، ونظراً لاختلاف التسليح العرضي عند أطراف الأعمدة عنه في الوسط تم تعريف مقطعين للأعمدة باستخدام الأداة Section Designer، كما تم تعريف مقطع الجائز الرابط للركيزة (Cap Beam)، وبالنسبة للأساسات المشتركة الشريطية فقد تمت نمذجتها باستخدام نوابض وفق درجات الحرية الستة، وتم تحديد صلابات هذه النوابض من العلاقات المعتمدة في (fema356, (BDM, 2016), (2000).

أما مساند التحميل (Bearing) وكونها تتألف من وسادة مطاطية مع صفيحة معدنية في الأعلى وبراعي تثبيت قمنا بتمثيلها من خلال عنصري Link يعملان على التوازي أسندنا لأحدهما خصائص النيوبرين وللآخر خصائص البراعي، فعندما يكون جهاز الاستناد مؤلفاً من مسند مطاطي وبراعي يمكن وضع نموذج لكل من المكونين بشكل منفصل ثم يتم جمعهما على التوازي للحصول على الفعل المركب الملائم (Nielson, 2005). تم تحديد خصائص عنصر Link الممثل للمساند المطاطية من خلال حساب الصلابات المختلفة للمسند، وتعتبر الصلابة على القص هي الأهم بينها، وعادة ما يعبر عن السلوك اللاخطي للمطاط على القص من خلال منحنى تثنائي الخطية (مرن - لدن تماماً) حيث يكون السلوك مرناً حتى الوصول إلى الخضوع ليصبح بعدها لدناً تماماً حتى الوصول إلى الانتقال الأقصى (Nielson, 2005), (Amirihormozaki et al, 2015). كما تم حساب الصلابة الأولية للبراعي على القص، وكذلك الصلابة بعد الخضوع بافتراض أنها 30% من الصلابة الأولية (Hwang et al, 2001).

أما الركيزة الطرفية فتم تمثيلها باستخدام النموذج المبسط المعتمد من قبل (Averam, 2008) مع أخذ مسند النيوبرين بالاعتبار، وذلك باستخدام نوابض لاخطية عند نهايات الجوائز الرئيسية حيث قمنا بتعريف عنصر NL-Link لتمثيل السلوك اللاخطي في الاتجاه الأفقي والسلوك المرن في الاتجاه الشاقولي، في الاتجاه الطولي استخدمنا نظام سلسلة عند نهايات الجوائز الرئيسية يأخذ بعين الاعتبار الفجوة (Gap) بين هذه الجوائز والجدار الخلفي للركيزة وكذلك الردميات خلف الجدار وهو مبين في الشكل (8):



الشكل (8) نظام السلسلة للركيزة في الاتجاه الطولي

4-8- التحليل الإنشائي للجسر

في البداية تم إجراء تحليل ستاتيكي خطي تحت تأثير الأحمال الميتة بغية تحديد القوى النظامية في مساند النيوبرن من أجل حساب قوة خضوعها، وكذلك في الأعمدة لحساب خصائص المقطع الفعال لتعكس هذه الخصائص تشقق البيتون وخضوع التسليح، فمن المتوقع أن تستجيب الأعمدة بشكل لامرن تحت تأثير الحركات الأرضية (Symans et al, 2003). كما تم إجراء تحليل باستخدام طيف الاستجابة من أجل الشدات الزلزالية المختارة، حيث تم تعريف حالتها تحليل لكل طيف الاستجابة، واحدة لكل من الاتجاهين المتعامدين. ولتحديد استطاعة الجسر تم إجراء تحليل ستاتيكي لاخطي بعد أن تم إسناد المفاصل اللدنة للأعمدة، استخدام مفاصل P-M2-M3 الافتراضية وفق Caltrans، واستخدمنا توزيعين للقوى الجانبية: الأول موافق لتسارع أفقي (horizontal acceleration) مباشر على كتلة المنشأ في الاتجاهين الطولي والعرضي، وفي هذه الحالة تطبق بشكل أوتوماتيكي وفي كل عقدة (نقطة) قوة متناسبة مع الكتلة التابعة لهذه النقطة. أما الثاني فيوافق نمط الاهتزاز الأساسي (fundamental mode) في كل اتجاه (النمط الأول في الاتجاه الطولي والنمط الثاني في الاتجاه العرضي)، تم استخدام هذا التوزيع حيث يؤمن كل من هذين النمطين نسبة مساهمة كتلة أكبر من 75% (FEMA356, 2000)، في هذه الحالة تكون الحمولات الزلزالية المكافئة متناسبة مع شكل النمط المحدد وتتعلق بالتواتر الزاوي لهذا النمط، وبالكتلة التابعة للعقد التي تطبق فيها القوة كما في المعادلة التالية (sap2000).

$$F_{ij} = d_{ij} \times \bar{\omega}_j^2 \times m_i$$

حيث i هو رقم العقدة، j رقم النمط، و d_{ij} انتقال العقدة i في نمط الاهتزاز j .

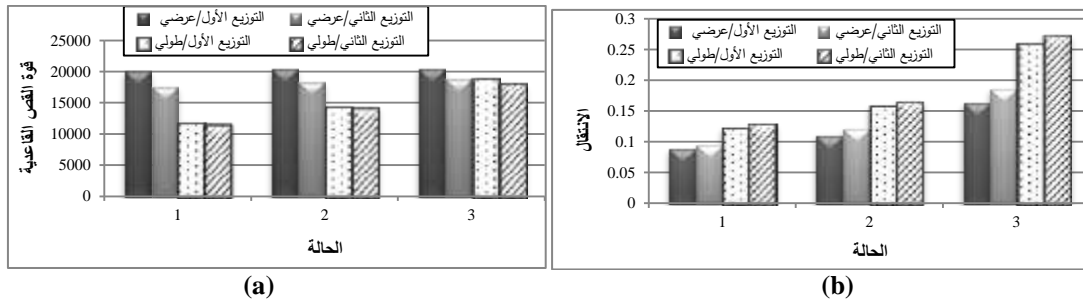
9- نتائج التحليل والتحقق

بعد إجراء NSP حصلنا على منحنى الاستطاعة ونقطة الأداء، يبين الجدول (3) مواصفات نقطة الأداء لكل من الحالات الثلاث مع مستوى التضرر الموافق، كما يبين الشكل (9) مقارنة بين مواصفات نقطة الأداء من أجل التوزيعين المختارين للقوى الجانبية، كما يبين الشكل (10) حالة المفاصل عند نقطة الأداء في الركيزة الوسطية (حيث كان الانتقال والدوران فيها أكبر من باقي الركائز).

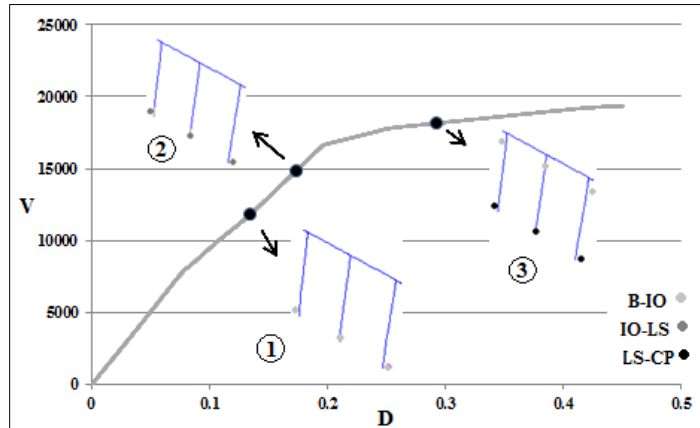
الجدول (3) مستوى الأداء والتضرر للجسر من أجل الخطر الزلزالي المقترض

مستوى التضرر	الحالة	التوزيع الثاني		التوزيع الأول		الاتجاه	
		V(kN)	D(m)	V(kN)	D(m)		
غير ملحوظ	B-IO	11544	0.13	11910	0.124	الطولي	الحالة الأولى
غير ملحوظ	B-IO	17639	0.096	20148	0.089	العرضي	
بسيط	IO-LS	14262	0.166	14529	0.159	الطولي	الحالة الثانية
بسيط	IO-LS	18382	0.121	20532	0.111	العرضي	
متوسط	LS-CP	17994	0.273	18930	0.26	الطولي	الحالة الثالثة
متوسط	LS-CP	19001	0.186	20600	0.164	العرضي	

حيث CP: Collapse Prevention، LS: Life Safety، IO: Immediate Occupancy، الفوري، LS: سلامة الحياة، CP: منع الانهيار



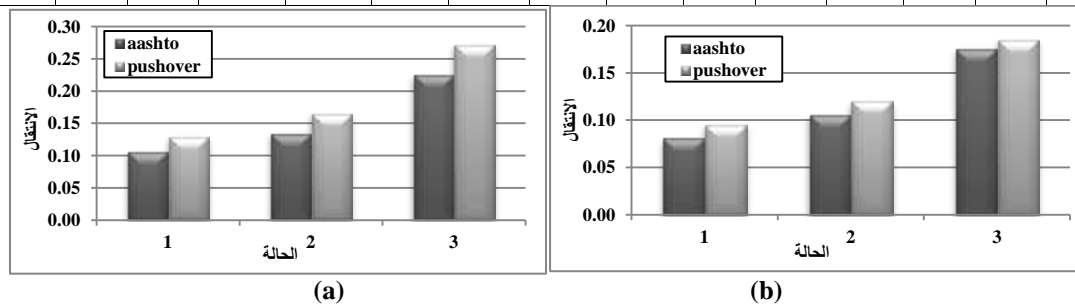
الشكل (9) مقارنة بين مواصفات نقطة الأداء من أجل التوزيعين المختارين للقوى الجانبية، (a) قوة القص القاعدية، (b) الانتقال



الشكل (10) منحنى الاستطاعة للجسر في الاتجاه الطولي مع حالة المفاصل في الركيزة الوسطية من أجل الحالات الثلاث حصلنا من نتائج تحليل طيف الاستجابة على الانتقالات في أعلى العمود الوسطي للركيزة الوسطية، وباستخدام المعادلات (1) و (2) حسبنا الانتقال المطلوب، والنتائج موضحة بالجدول (4)، كما يبين الشكل (11) مقارنة بين قيمة الانتقال المطلوب المحسوبة وفق AASHTO وبين القيمة الناتجة من تحليل NSP.

الجدول (4) حساب طلب الانتقال في الاتجاهين الطولي والعرضي

$\Delta^L_D T$	$\Delta^L_D L$	$R_d T$	$R_d L$	T^* / T_T	T^* / T_L	T_T	T_L	T^*	T_S	S_{D1}	S_{DS}	$\Delta_y T$	$\Delta_x T$	$\Delta_y L$	$\Delta_x L$	الحالة
0.082	0.106	1.2	1	1.181	0.702	0.44	0.74	0.520	0.416	0.61	1.47	0.071	0	0	0.106	1
0.106	0.135	1.2	1	1.213	0.721	0.44	0.74	0.534	0.427	0.78	1.83	0.09	0	0	0.135	2
0.176	0.226	1.5	1.0	1.617	0.962	0.44	0.74	0.712	0.569	1.30	2.29	0.116	0	0	0.226	3



الشكل (11) قيمة طلب الانتقال، (a) في الاتجاه الطولي و (b) في الاتجاه العرضي

تمت الاستفادة من نتائج تحليل NSP في إجراء التحقيقات المطلوبة وفق (AASHTO, 2011).

1-9- التحقق من متطلب استطاعة P-Δ

قمنا بالتحقق من الشرط (3) من أجل العمود الوسطي في الركيزة الوسطية والنتائج مبينة بالجدول (5):

الجدول (5) التحقق من شرط استطاعة P-Δ

$P_{dl}\Delta r \leq 0.25 M_p$	$0.25 M_p$	$P_{dl}\Delta r$	$(m) \Delta r$	$(kN.m) M_p$	$(kN) P_{dl}$	الاتجاه	
OK	1380	161.5	0.0662	5518.6	2440	الطولي	الحالة الأولى
OK	1380	92.7	0.038	5518.6	2440	العرضي	
OK	1380	190.3	0.078	5518.6	2440	الطولي	الحالة الثانية
OK	1380	122.0	0.05	5518.6	2440	العرضي	
OK	1380	275.7	0.113	5518.6	2440	الطولي	الحالة الثالثة
OK	1380	195.2	0.08	5518.6	2440	العرضي	

تبين النتائج أعلاه أنه لا حاجة لإجراء تحليل لاخطي يتضمن تأثيرات P-Δ من أجل أي من الحالات الثلاث.

2-9- التحقق من المقاومة (القوة) الجانبية الأصغرية

تم التحقق من الشرط (4) حيث وجدنا باستخدام أداة Section Designer وبإجراء تحليل مخطط العزم - التماسك

لمقطع العمود عندما يصل تشوه البيتون إلى 0.003 أن $M_{ne} = 5436.7 kN.m$

$$0.1 P_{trib} (H_h + 0.5 D_s) / \Lambda = 1115.8 kN.m < 5436.7 kN.m = M_{ne}$$

وهذا الشرط مستقل عن حالات التحميل الزلزالية.

3-9- التحقق من انتقالات الطلب والاستطاعة

تم التحقق من الشرط (5) بالاستفادة من منحنى الاستطاعة، حيث يعتبر انتقال الاستطاعة هو الانتقال الذي ينهار

عنده أول مفصل لدن، وبتعريف أن المفصل ينهار إذا كان في الحالة Beyond E وجدنا أن الانتقال الموافق لوصول

أول مفصل إلى هذه الحالة في الاتجاه الطولي كان $\Delta_D^L = 0.421 m$ ، أما في الاتجاه العرضي فإن التحليل توقف قبل

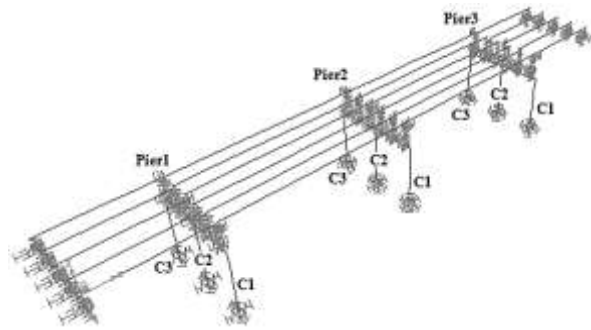
انهيار أي مفصل وبالتالي الشرط محقق في الاتجاهين.

4-9- التحقق من متطلب مطاوعة العنصر

تم حساب طلب المطاوعة من أجل كل المفاصل باستخدام المعادلة (6) واكتفينا من أجل الحالتين الأوليتين بعرض

نتائج الركيزة الوسطية فقط في حين عرضنا كل النتائج من أجل الحالة الثالثة، والنتائج مبينة في الجداول (7) (6)

(8)، كما يبين الشكل (12) الأرقام التي اعتمدت للأعمدة والركائز الوسطية.



الشكل (12) يبين أرقام الركائز الوسطية والأعمدة في كل ركيزة

الجدول (6) حساب طلب مطاوعة المفاصل اللدنة في الركيزة الوسطية (الحالة الأولى)

$\mu_D < 6$	μ_D	L	θ_{pd}	L_p	ϕ_{yi}	القوة المحورية	خطوة الخضوع	اسم المفصل	موقع المفصل	الاتجاه	رقم العمود	الركيزة
	-	m	(rad)	m	1/m	kN	#	-	-	ط/ع	#	#
OK	2.39	4.142	0.009	0.64	0.0043	-1708	4	113H1	سفلي	ط	1	2
OK	1.00		0	0.64	0.0043	-1355	12	132H1	علوي	ط	1	
OK	2.68	3.808	0.01	0.64	0.0043	-2531	4	109H1	سفلي	ط	2	
OK	1.00		0	0.64	0.0043	-2128	11	128H1	علوي	ط	2	

OK	2.39	4.142	0.009	0.64	0.0043	-1708	4	111H1	سفلي	ط	3	2
OK	1.00		0	0.64	0.0043	-1355	12	130H1	علوي	ط	3	
OK	2.02	3.45	0.0063	0.64	0.0049	1467	4	113H1	سفلي	ع	1	
OK	1.41	3.49	0.0025	0.64	0.0048	1992	5	132H1	علوي	ع	1	
OK	1.92	3.44	0.005	0.64	0.0043	-2381	4	109H1	سفلي	ع	2	
OK	1.44	3.5	0.00242	0.64	0.0043	-1955	6	128H1	علوي	ع	2	
OK	1.57	3.57	0.00314	0.64	0.0042	-5436	5	111H1	سفلي	ع	3	
OK	1.00		0	0.64	0.0042	-5541	7	130H1	علوي	ع	3	

الجدول (7) حساب طلب مطاوعة المفاصل اللدنة في الركيزة الوسطية (الحالة الثانية)

$\mu_D < 6$	μ_D	L	θ_{pd}	L_p	ϕ_{yi}	القوة المحورية	خطوة الخضوع	اسم المفصل	موقع المفصل	الاتجاه	رقم العمود	الركيزة
	-	m	(rad)	m	1/m	kN	#	-	-	ط/ع	#	#
OK	3.35	4.142	0.0152	0.64	0.0043	-1708	4	113H1	سفلي	ط	1	2
OK	1.00		0	0.64	0.0043	-1355	12	132H1	علوي	ط	1	
OK	3.79	3.808	0.0166	0.64	0.0043	-2531	4	109H1	سفلي	ط	2	
OK	1.00		0	0.64	0.0043	-2128	11	128H1	علوي	ط	2	
OK	3.35	4.142	0.0152	0.64	0.0043	-1708	4	111H1	سفلي	ط	3	
OK	1.00		0	0.64	0.0043	-1355	12	130H1	علوي	ط	3	
OK	2.82	3.452	0.0112	0.64	0.0049	1467	4	113H1	سفلي	ع	1	2
OK	2.21	3.488	0.00745	0.64	0.0048	1992	5	132H1	علوي	ع	1	
OK	2.85	3.44	0.01	0.64	0.0043	-2381	4	109H1	سفلي	ع	2	
OK	2.32	3.5	0.0073	0.64	0.0043	-1955	6	128H1	علوي	ع	2	
OK	2.59	3.43	0.0084	0.64	0.0042	-5436	5	111H1	سفلي	ع	3	
OK	1.61	3.51	0.0033	0.64	0.0042	-5541	7	130H1	علوي	ع	3	

الجدول (8) حساب طلب مطاوعة المفاصل اللدنة (الحالة الثالثة)

$\mu_D < 6$	μ_D	L	θ_{pd}	L_p	ϕ_{yi}	القوة المحورية	خطوة الخضوع	اسم المفصل	موقع المفصل	الاتجاه	رقم العمود	الركيزة
	-	m	(rad)	m	1/m	kN	#	-	-	ط/ع	#	#
OK	4.18	4.958	0.026	0.64	0.0046	498	7	107H1	سفلي	ط	1	1
OK	1.00		0	0.64			18	126H1	علوي	ط	1	
OK	4.43	4.897	0.0245	0.64	0.0041	-4365	7	103H1	سفلي	ط	2	
OK	1.00		0	0.64				122H1	علوي	ط	2	
OK	4.18	4.958	0.026	0.64	0.0046	501	7	105H1	سفلي	ط	3	
OK	1.00		0	0.64			19	124H1	علوي	ط	3	
NO	6.72	3.466	0.0315	0.64	0.0043	-1708	4	113H1	سفلي	ط	1	2
OK	1.00		0	0.64			12	132H1	علوي	ط	1	
NO	7.05	3.4	0.0325	0.64	0.0043	-2531	4	109H1	سفلي	ط	2	
OK	2.25	3.54	0.007	0.64	0.0043	-2128	11	128H1	علوي	ط	2	
NO	6.72	3.466	0.0315	0.64	0.0043	-1708	4	111H1	سفلي	ط	3	
OK	1.54	3.474	0.003	0.64	0.0043	-1355	12	130H1	علوي	ط	3	
OK	3.79	5.286	0.0225	0.64	0.0043	-1265	7	101H1	سفلي	ط	1	3
OK	1.00		0	0.64				120H1	علوي	ط	1	
OK	3.77	5.286	0.0225	0.64	0.0043	-1552	7	97H1	سفلي	ط	2	
OK	1.00		0	0.64				116H1	علوي	ط	2	
OK	3.79	5.286	0.0225	0.64	0.0043	-1265	7	99H1	سفلي	ط	3	
OK	1.00		0	0.64				118H1	علوي	ط	3	
OK	5.11	3.525	0.0255	0.64	0.0048	1594	4	107H1	سفلي	ع	1	1
OK	4.75	3.325	0.022	0.64	0.0048	2427	6	126H1	علوي	ع	1	
OK	5.47	3.52	0.025	0.64	0.0043	-1550	5	103H1	سفلي	ع	2	
OK	4.95	3.53	0.022	0.64	0.0043	-1216	6	122H1	علوي	ع	2	
OK	5.36	3.52	0.023	0.64	0.0041	-4386	6	105H1	سفلي	ع	3	
OK	4.40	3.53	0.018	0.64	0.0041	-4378	7	124H1	علوي	ع	3	
OK	4.42	3.45	0.021	0.64	0.0049	1467	4	113H1	سفلي	ع	1	2
OK	3.77	3.49	0.017	0.64	0.0048	1992	5	132H1	علوي	ع	1	
OK	4.61	3.44	0.0195	0.64	0.0043	-2381	4	109H1	سفلي	ع	2	
OK	4.08	3.5	0.017	0.64	0.0043	-1955	6	128H1	علوي	ع	2	
OK	4.41	3.437	0.018	0.64	0.0042	-5436	5	111H1	سفلي	ع	3	
OK	3.42	3.503	0.013	0.64	0.0042	-5541	7	130H1	علوي	ع	3	
OK	2.06	3.35	0.0063	0.64	0.0048	1928	6	101H1	سفلي	ع	1	3

OK	1.47	3.35	0.0027	0.64	0.0047	2674	11	120H1	علوي	ع	1
OK	1.85	3.33	0.0045	0.64	0.0043	-1365	8	97H1	سفلي	ع	2
OK	1.32	3.37	0.0017	0.64	0.0043	-1067	12	116H1	علوي	ع	2
OK	1.65	3.39	0.0033	0.64	0.0041	-4728	11	99H1	سفلي	ع	3
OK	1.00		0	0.64				118H1	علوي	ع	3

5-9- التحقق من طلب واستطاعة القص للعمود

تم إجراء التحقق من الشرط (7) من أجل كل الأعمدة باستخدام المعادلات من 8 إلى 15 وأيضاً من أجل الحالتين الأوليتين نعرض نتائج الركيزة الوسطية فقط في حين نعرض كل النتائج من أجل الحالة الثالثة، والنتائج مبينة في الجداول (10) (11) (9).

الجدول (9) التحقق من القص في أعمدة الركيزة الوسطية (الحالة الأولى)

رقم العمود	الاتجاه	قوة القص الدن	طلب القص	القوة الناظمية	القوة الناظمية	عامل المطاوعة	المحصوية	المعتدة	مساهمة البيتون	مساهمة الفولاذ	استطاعة القص	التحقق
#	ط/ع	Vp	Vc=1.2*Vp	Pu	Pu	μ_D	α'	α'	Vc	Vs	0.9(Vs+Vc)	
		kN	kN	kips	kN				kips	kN	kN	
1	ط	1417	1700	373.39	1661	2.39	3.11	3	0.211	0.211	3318	OK
2	ط	1600	1920	554.81	2468	2.68	2.82	2.8	0.207	0.207	3293	OK
3	ط	1417	1700	372.72	1658	2.39	3.11	3	0.211	0.211	3318	OK
1	ع	1556	1867	شُد	شُد	2.02	3.47	3	0.000	0.000	2050	OK
2	ع	2013	2416	482.65	2147	1.92	3.57	3	0.217	0.217	3352	OK
3	ع	2153	2584	1266.30	5633	1.57	3.92	3	0.220	0.257	3372	OK

الجدول (10) التحقق من أعمدة الركيزة الوسطية (الحالة الثانية)

رقم العمود	الاتجاه	قوة القص الدن	طلب القص	القوة الناظمية	القوة الناظمية	عامل المطاوعة	المحصوية	المعتدة	مساهمة البيتون	مساهمة الفولاذ	استطاعة القص	التحقق
#	ط/ع	Vp	Vc=1.2*Vp	Pu	Pu	μ_D	α'	α'	Vc	Vs	0.9(Vs+Vc)	
		kN	kN	kips	kN				kips	kN	kN	
1	ط	1570	1884	360.13	1602	3.35	2.15	2.15	0.15	0.15	2956	OK
2	ط	1782	2138	533.68	2374	3.79	1.71	1.70	0.12	0.12	2800	OK
3	ط	1570	1884	358.56	1595	3.35	2.15	2.15	0.15	0.15	2956	OK
1	ع	1556	1867	شُد	شُد	2.82	2.68	2.68	0.00	0.00	2050	OK
2	ع	2008	2410	461.74	2054	2.85	2.65	2.65	0.19	0.19	3194	OK
3	ع	2247	2696	1290.35	5740	2.59	2.90	2.90	0.22	0.25	3372	OK

الجدول (11) التحقق من القص في الأعمدة (الحالة الثالثة)

الركيزة	رقم العمود	الاتجاه	قوة القص الدن	طلب القص	القوة الناظمية	القوة الناظمية	عامل المطاوعة	المحصوية	المعتدة	مساهمة البيتون	مساهمة الفولاذ	استطاعة القص	التحقق
#	#	ط/ع	Vp	Vc=1.2*Vp	Pu	Pu	μ_D	α'	α'	Vc	Vs	0.9(Vs+Vc)	
			kN	kN	kips	kN				kips	kN	kN	
1	1	ط	1095	1314	شُد	شُد	4.18	1.32	1.32	0.00	0.00	2050	OK
	2	ط	1480	1776	1663.52	7400	4.43	1.06	1.06	0.10	0.10	2641	OK
	3	ط	1095	1314	شُد	شُد	4.18	1.32	1.32	0.00	0.00	2050	OK
2	1	ط	1906	2287	374.29	1665	6.72	-1.22	0.30	0.02	0.02	2177	NO
	2	ط	1975	2370	521.31	2319	7.05	-1.55	0.30	0.02	0.02	2182	NO
	3	ط	1906	2287	374.29	1665	6.72	-1.22	0.30	0.02	0.02	2177	NO
3	1	ط	1216	1459	300.11	1335	3.79	-1.22	0.30	0.02	0.02	2175	OK
	2	ط	1340	1608	375.42	1670	3.77	-1.55	0.30	0.02	0.02	2177	OK
	3	ط	1215	1458	300.11	1335	3.79	-1.22	0.30	0.02	0.02	2175	OK
1	1	ع	1477	1772	شُد	شُد	5.11	0.39	0.39	0.00	0.00	2050	OK
	2	ع	1884	2261	265.26	1180	5.47	0.02	0.30	0.02	0.02	2174	NO
	3	ع	2121	2545	1052.06	4680	5.36	0.14	0.30	0.02	0.02	2198	NO

OK	2050	2278	0.00	0.00	0.00	0.00	1.08	1.08	4.42	شد	شد	1872	1560	ع	1	
OK	2435	2278	427.51	96.10	0.06	0.06	0.89	0.89	4.61	459.49	2044	2398	1998	ع	2	
NO	2614	2278	626.50	140.84	0.09	0.09	1.09	1.09	4.41	1300.47	5785	2623	2186	ع	3	2
OK	2050	2278	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	3.43	2.06	شد	شد	1757	1464	ع	1	
OK	3284	2278	1370.95	308.19	0.21	0.21	3.00	3.65	1.85	261.89	1165	2380	1983	ع	2	
OK	3372	2278	1468.36	330.09	0.22	0.25	3.00	3.85	1.65	1112.76	4950	2478	2065	ع	3	3

مناقشة النتائج

- تبين من خلال دراسة نتائج التحليل والتحقق وكما تظهر الأشكال (9,10,11) والجداول (3-11) مايلي:
- كانت نتائج التحليل باستخدام التوزيعين المقترحين للحمولة الجانبية (توزيع وفق تسارع مباشر على كتلة المنشأ وتوزيع متناسب مع نمط الاهتزاز المسيطر في الاتجاهين الطولي والعرضي) متقاربة من حيث شكل منحنى الاستطاعة ومواصفات نقطة الأداء، وكان التقارب أكبر في الاتجاه الطولي حيث لم يتجاوز الفرق %5، في حين وصل في الاتجاه العرضي إلى %12.
 - أعطت نتائج NSP وفق (FEMA440) قيمة أكبر للانتقال الطلب في الاتجاهين الطولي والعرضي من القيم المحسوبة وفق AASHTO ولكن الفارق بينهما كان أقل من %20.
 - وفقاً لنتائج NSP يبدي الجسر أداءً مقبولاً من أجل الخطر الزلزالي في الحالتين الأوليتين إذ لم يتجاوز الجسر مستوى الأداء life safety، وتوافق هذا مع تحقق كافة متطلبات AASHTO من أجل هاتين الحالتين.
 - تجاوز الجسر مستوى الأداء life safety من أجل الخطر الزلزالي في الحالة الثالثة، حيث تجاوز الدوران في المفاصل اللدنة في أسفل أعمدة الركيزة الوسطية القيمة الموافقة لهذا المستوى، وبالمقارنة نلاحظ أن نفس المفاصل لم تحقق شرط المطاوعة المطلوب وفق AASHTO وكذلك لم يتحقق القص في هذه الأعمدة
 - بمراجعة تفاصيل تسليح الأعمدة لهذا الجسر نلاحظ أن التسليح العرضي لا يحقق شرط الحد الأصغري لقطر التسليح العرضي وفق (AASHTO, 2011)، حيث يحدد هذا القطر بالاعتماد على قطر قضبان التسليح الطولية، فقد استخدم في هذا الجسر T32 للتسليح الطولي والذي يتطلب تسليح عرضي بقطر لا يقل عن T16، في حين أن القطر المستخدم T12.

الاستنتاجات والتوصيات

- تم في هذا البحث استخدام المنهجية المعتمدة في (AASHTO, 2011) واستعراض كافة الاشتراطات والمتطلبات واعتمادها من أجل تقييم الأداء الزلزالي لجسر الخريبات بحالته الراهنة، ومن خلال النتائج توصلنا إلى ما يلي:
- هناك توافق بين متطلبات AASHTO ونتائج NSP وفق (FEMA440)، والذي أعطى نتائج أكثر محافظة، وبالتالي يمكن اعتماد NSP في تقييم الجسور القائمة.
 - بينت نتائج التحليل تأثير اتجاه pushover على منحنى الاستطاعة، وتطور وموقع المفاصل اللدنة، لذلك نشدد على أهمية النمذجة الفراغية 3D وإجراء التحليل بالاتجاهين.
 - تشكلت المفاصل اللدنة بدايةً في أعمدة الركيزة الوسطية وبالتالي كانت هي الأكثر تضرراً لذا يجب الاهتمام بهذه الركائز والتركيز عليها في أية عملية تدعيم أو تصميم.
 - رغم أن أداء الجسر من أجل أكبر قيمة للخطر الزلزالي وفق الكود السوري كان مقبولاً، إلا أن هذا لا يعتبر مؤشراً كافياً، فالكود السوري خاص بالأبنية يتعامل مع خطر زلزالي يحتمل وقوعه كل 475 سنة، وهو ينص على أن يتم تصميم الجسور وفق الكودات العالمية الخاصة بالجسور، ومن المعروف أن هذه الكودات تتعامل مع خطر زلزالي

أكبر وبالتالي لا بد من استخدام شدات زلزالية أكبر من تلك التي تعطيها الخارطة الزلزالية السورية المعتمدة في الكود السوري سواء عند تصميم الجسور الجديدة أو عند تقييم الجسور القائمة.

- بهدف معرفة تأثير تغير قطر التسليح العرضي تمت إعادة التحليل مع تغيير القطر بحيث يتوافق مع اشتراطات AASHTO، وبينت نتائج التحليل عدم تغير مواصفات نقطة الأداء مما يعني أن هذا الشرط هو شرط إجرائي له علاقة بتناسب القضبان الطولية والعرضية.

المراجع

- 1- AASHTO *Guide Specifications for LRF D Seismic Bridge Design*, 2nd Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011
- 2- AASHTO LRF D Bridge design specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2012
- 3- Amiri hormozaki, E., Pekcan, G., Itani, A., *Analytical Modeling of Horizontal Curved Steel Girder Highway Bridges for Seismic Analysis*, Journal of Earthquake Engineering· 2015
- 4- ATC 40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Applied Technology Council, 1996.
- 5- Aviram, A., Mackie, K., Stojadinović, B., *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008
- 6- Buckle, I., Friedland, I., Mander, J., Martin, G., Nutt, R., Power, M., *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1 – Bridges*, MCEER-06-SP10, 2006
- 7- CALTRANS. *Seismic Design Criteria*, 1.7, California Department of Transportation, 2013
- 8- Chen, W., Duan, L., *Bridge Engineering Seismic Design*, CRC Press LLC, 2003
- 9- ElGawady, M., William F. Cofer, W., F., Tehrany, S., *Seismic Assessment of WSDOT Bridges with Prestressed Hollow Core Piles - Part II*, WSDOT Research Report, WA-RD 732.2, 2009
- 10- FEMA273, *Nehrp Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, 1997
- 11- FEMA356, *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, 2000
- 12- FEMA440, *Improvement Of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Federal Emergency Management Agency, 2005
- 13- FEMA508, *Seismic Performance Assessment of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, 2012
- 14- Gandhi, B., Shah, B., *Performance Based Seismic Design of Reinforced Concrete Bridges*, International Journal of Engineering Research & Technology, 2012.
- 15- Hasan, N., *Improvement Of Seismic Performance Of Existing R/C Building Using And Comparing Different Retrofit Systems By Performance Based Analysis-Case Study*-Tishreen University Journal for Research and Scientific Studies, Engineering Science Series, Vol. 39, No. 4, 2017
- 16- Hwang, H., Liu, J., Chiu, Y., *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*, Technical Report MAEC RR-4, The University of Memphis, 2001

- 17- Kappos, A., Paraskeva, T., Sextos, A., *Modal Pushover Analysis As A Means For The Seismic Assessment Of Bridge Structures*, 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, 2005
- 18- Krawinkler, H., Kseneviratna, G.D.P., *Pros and Cons of Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation*. Engineering Structures Magazine, 1998
- 19- Mackie, K., *Performance-Based Seismic Design And Assessment of Bridges*, 2012 www.pwri.go.jp/eng/ujnr/tc/g/pdf/28/28-6-1_Mackie.pdf
- 20- NCHRP SYNTHESIS 440, *Performance-Based Seismic Bridge Design*, A Synthesis of Highway Practice, TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, WASHINGTON, D.C.2013
- 21- Nicknam, A., Mosleh, A., Jamnani, H., *Seismic Performance Evaluation of Urban Bridge using Static Nonlinear Procedure*, Case Study: Hafez Bridge, Procedia Engineering 14 , 2011
- 22- Nielson, B., *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*, Georgia Institute of Technology, 2005
- 23- Sethy, K., *Application Of Pushover Analysis To Rc Bridges*, National Institute Of Technology, Rourkela Orissa – 769 008, 2011
- 24- Symans, M.D., Shatarat, N.K., McLean, D.I., Cofer, W.F., *Evaluation of Displacement-Based Methods and Computer Software for Seismic Analysis of Highway Bridges*, Washington State Transportation Center (TRAC), 2003
- 25- WSDOT *Bridge Design Manual*, M 23-50.16, Washington State Department of Transportation, 2016