Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete and Steel Structures Course

Lecture -4

Seismic Base Isolation System (Rubber Bearings)

Dr.Eng. Dalia Najjar

2019-2020

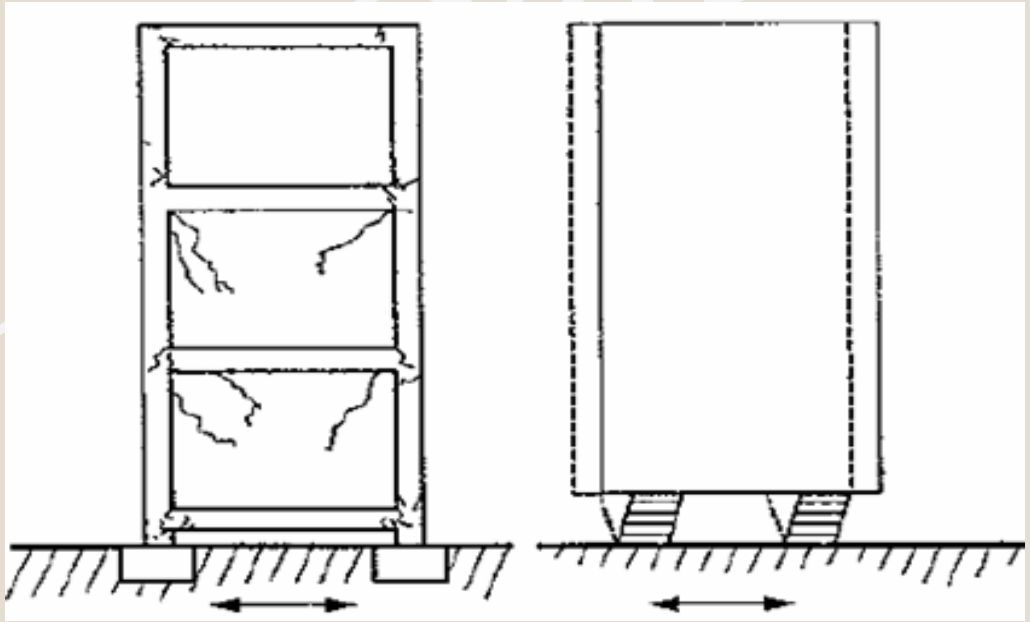
1- مقدّمة Introduction:

استُخدم مصطلح Base Isolation كمصطلح أوّلي ليعبّر عن فكرة عزل وفصل منشأ (مبنى، جسر، قطعة من التّجهيزات) عن منسوب أساساته أو استناده، ولكن بيّنت الأبحاث لاحقاً بأنّ المصطلح السّابق ليس بالدّقيق مما دعا إلى استبدله بمصطلح جديد يُدعى Seismic Isolation، وجاء هذا التّعديل من فكرة أنّ العزل ليس بالضرورة أن يكون ضمن منسوب الأساسات لأنّه في بعض الحالات قد يكون في مكان ما أعلى من منسوب القاعدة، على سبيل المثال يتمّ استخدام نظام العزل في الجسور وذلك ضمن الفراغ بين بلاطة الجسر وأعلى ركائز الجسر، كذلك الأمر بالنّسبة لبعض التّجهيزات الموجودة ضمن المنشأ في طابق معيّن حيث يتمّ استخدام نظام العزل ضمن منسوب هذا الطّابق، ومن ناحية أخرى ليس بالضرورة أن يتواجد نظام العزل ضمن منسوب الأساسات وذلك في المباني العامة وقد يتواجد ضمن طابق معين، وبالتّالي إنّ مصطلح Seismic Isolation يُعتبر المصطلح الأدقّ للتّعبير عن فكرة فصل منشأ عن تأثيرات الهزّة الأرضيّة.

باعتبار أنّ التّربة خلال الهزّة الأرضيّة تتعرّض للاهتزازات التي تنتقل بدورها إلى المنشأ مسبّبةً له مستويات مختلفة من الأضرار الزّلزاليّة، وحيث أنّ التّصميم التّقليدي للمنشآت المقاومة للزّلازل يعتمد على مبدأ تبديد الطّاقة الدّاخلة للمنشأ من خلال السّلوك اللدن للعناصر الإنشائيّة، مما يؤدي إلى حدوث تشوّهات متبقّية كبيرة ضمن العناصر، وحيث يكون من الصعب أحياناً إعادة ترميمها أو إصلاحها الأمر الذي يؤدّي إلى خسارة اقتصاديّة كبيرة.

Dr Eng. Dalia Najjar

وبالتّالي جاءت فكرة العزل الزّلزالي كتقنيّة بديلة متطوّرة تختلف عن الطّرائق التّقليديّة حيث تؤمّن عزل المنشأ عن أساساته، وبحيث تكون استجابة المنشأ عند حدوث الزّلزال أقرب إلى حالة حركة جسم صلب فوق مستوي العزل أي بمعنى آخر فإنّ الأرض سوف تهتز والمنشأ سيبقى في مكانه، وبالتّالي تحدث معظم التّشوّهات ضمن نظام العزل من خلال انتقال عناصر العزل المسافة المُصمّمة على أساسها نتيجة لحركة الأرض، مما يعني إطالة دور الحركة والتّقليل من القوى المُنتقلة إلى الجملة فوق نظام العزل وبالتّالي التّقليل من الإزاحات الطّابقيّة النّسبيّة، والشّكل التّالي يظهر الفرق بين التّشوّهات الحاصلة في المنشأ المعزول والمنشأ الموثوق قاعديّاً.



Dr. Eng. Dalia Najjar

2- مراجعة تاريخيّة Brief History:

بالرّغم من أنّ براءة الاختراع الأولى للعزل القاعدي كانت في القرن الثّامن عشر 1800م، حيث يُعتبر الفندق الامبراطوري في طوكيو من الأمثلة على المنشآت التي اعتمدت نظام العزل القاعدي في وقتٍ مبكرٍ من القرن التّاسع عشر 1900م، إلا أنّ نظام العزل القاعدي لم يصبح شائع الاستخدام وخصوصاً في مجال الهندسة الإنشائيّة حتّى بداية السّبعينات، حيث استُخدم مفهوم Base Isolation ضمن الجسور في أوائل السّبعينات 1970م وضمن المباني في أواخر السّبعينات، وقد كانت الجسور السّباقة بهذا الموضوع نظراً لأنّها غالباً ما كانت تُصمّم بالاعتماد على مساند تفصل بين الجزء العلوي والجزء السّفلي من الجسر.

تمّ إنتاج المساند المطّاطيّة المزوّدة بنواة رصاصيّة LRB (Lead Rubber Bearings) في السّبعينات، حيث أمّنت تلك المساند كلّ من المرونة والتّخامد اللازمين، وفي أوائل الثّمانينات وبنتيجة التّطوّر الكبير في تقنيات المطّاط فقد أدّى ذلك إلى تصنيع نوع جديد من المساند المطّاطيّة عالية التّخامد والتي تُدعى HDRB (High Damping Rubber Bearings)، حيث لُوحظ أنّ هذا النّوع من المساند يملك صلابة عالية عند مستويات منخفضة من الانفعالات القصيّة، ولكنّ صلابته تقلّ من أجل مستويات عالية من الانفعالات القصيّة بالإضافة إلى قدرته الملحوظة على تبديد الطّاقة، حيث استخدمت أوائل المباني والجسور في الولايات الأمريكيّة المتّحدة كلاً من المساند HDRB و LRB في وقتٍ مبكرٍ في الثّمانينات.

Dr. Eng. Dalia Najjar

استُخدمت المساند المنزلقة Sliding Bearings في بعض المشاريع المبكّرة بالتّوازي مع استخدام HDRB و LRB وذلك من أجل العناصر الإنشائيّة خفيفة الوزن مثل الأدراج، لم تكن الأنظمة السّابقة تُستخدم بمفردها كأنظمة عزل بالرّغم من امتلاكها مستويات عالية من التّخميد، ويعود السّبب في ذلك إلى عدم امتلاكها قوى إرجاع مما يؤدّي إلى جعل المنشأ يتحرّك إلى موقع آخر بعد الهزّة الأرضيّة ولا يعود إلى مكانه الأصلي من أجل الهزّات اللاحقة.

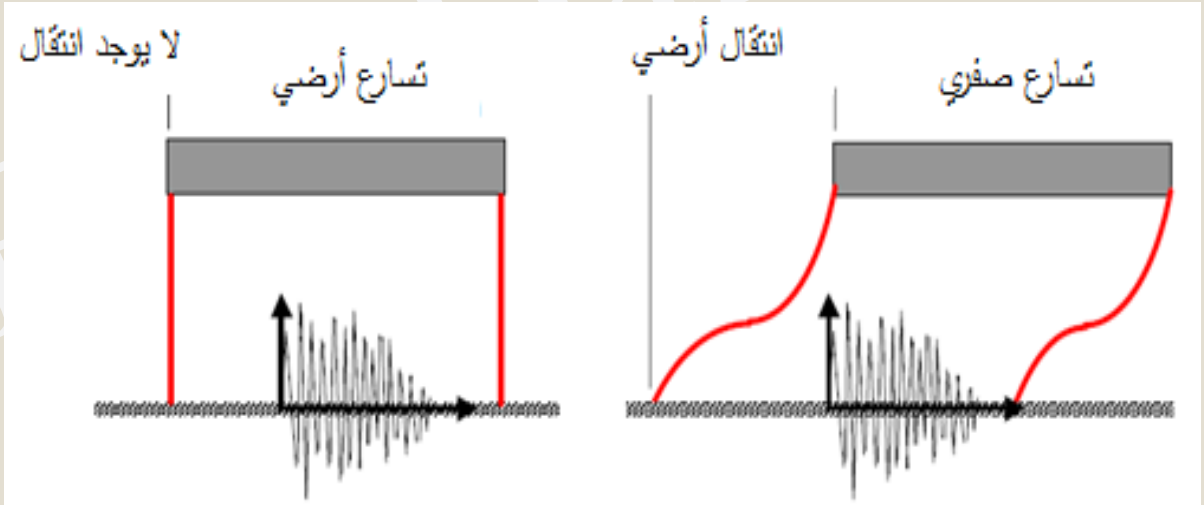
أدّى التّطوّر اللاحق الذي شهدته المساند المنزلقة إلى الوصول إلى أنظمة احتكاك مزوّدة بخصائص إرجاع FPS (Friction Pendulum System)، وتعتمد تلك الأنظمة على أسطح انزلاق مقعّرة تؤمّن قوى إرجاع ناتجة عن حركة المنشأ جانبيّاً وشاقوليّاً ضمن السّطح المقعّر.

3- أساسيّات العزل الزّلزالي Fundamentals of Seismic Base Isolation:

تتمثّل الفكرة الأساسيّة في موضوع العزل الزّلزالي بتعديل استجابة المنشأ بحيث تتمكّن الأرض أسفل المنشأ من الحركة دون أن يتمّ نقل كامل الحركة إلى المنشأ، ويتمّ ذلك من خلال إجراء عمليّة فصل عن الأرض بشكلٍ كاملٍ وذلك في نماذج الأنظمة المثاليّة، ولكن في الحياة الواقعيّة لا بدّ من بعض الاتّصال بين المنشأ والأرض.

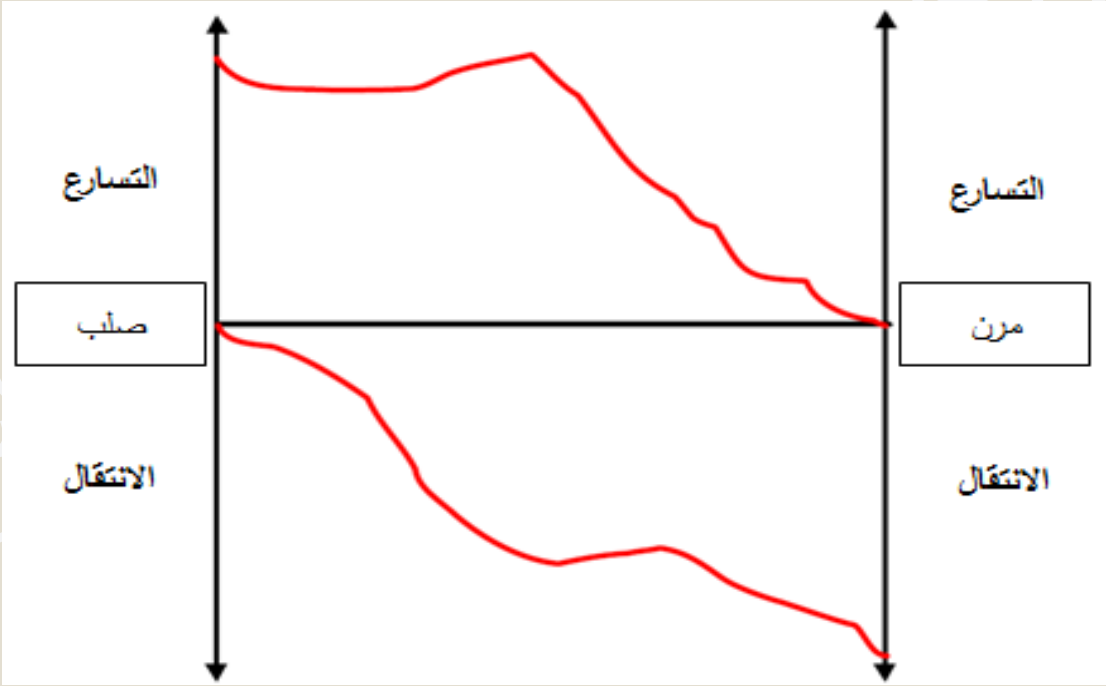
Dr. Eng. Dalia Najjar

من المعلوم أنّ المنشأ الصّلب تماماً يكون دوره الطّبيعي معدوماً، فعندما تتحرّك الأرض فإنّ التّسارع المتولّد ضمن المنشأ يكون مساوياً لتسارع الأرض ويكون الانتقال النّسبي بين المنشأ والأرض مساوياً للصّفر، وبمعنى آخر إنّ المنشأ والأرض يتحرّكان بنفس المقدار، بينما المنشأ المرن تماماً يكون دوره الطّبيعي ذي قيمة معيّنة، وبالتّالي عندما تتحرّك الأرض أسفل المنشأ يكون التّسارع المتولّد ضمن المنشأ مساوياً للصّفر ويكون الانتقال النّسبي بين المنشأ والأرض مساوياً لانتقال الأرض، وفي هذه الحالة فإنّ المنشأ لن يتحرك والأرض سوف تتحرّك، والشّكل التّالي يوضّح مقارنة الانتقالات النّاجمة عن الحركات الأرضيّة بين المنشأ الصّلب تماماً والمنشأ المرن تماماً.



Dr. Eng. Dalia Najjar

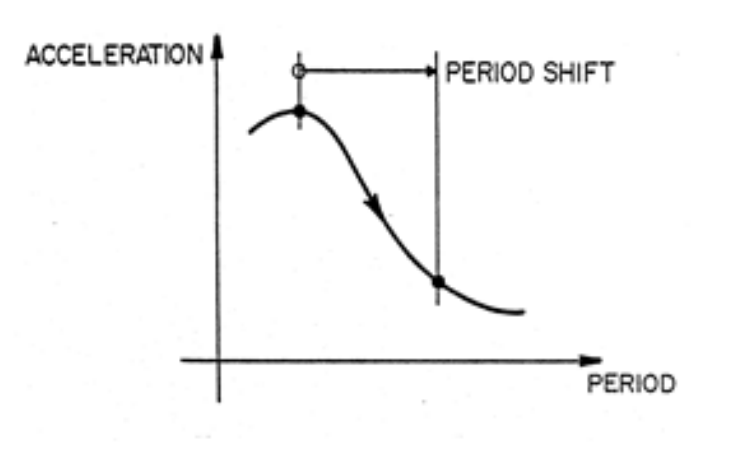
وبالتّالي فإنّ معظم المنشآت في الحياة العمليّة ليست صلبة تماماً وليست مرنة تماماً، وهذا يعني أنّ استجابة تلك المنشآت للحركات الأرضيّة تكون بين الحالتين السّابقتين كما هو مبيّن بالشّكل الآتي.

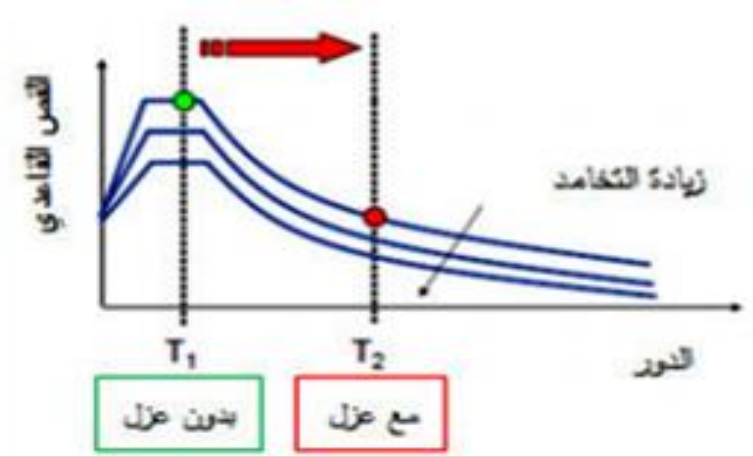


Dr. F Najjar

1-3- تأثير زيادة الدّور Effect of Period Increase:

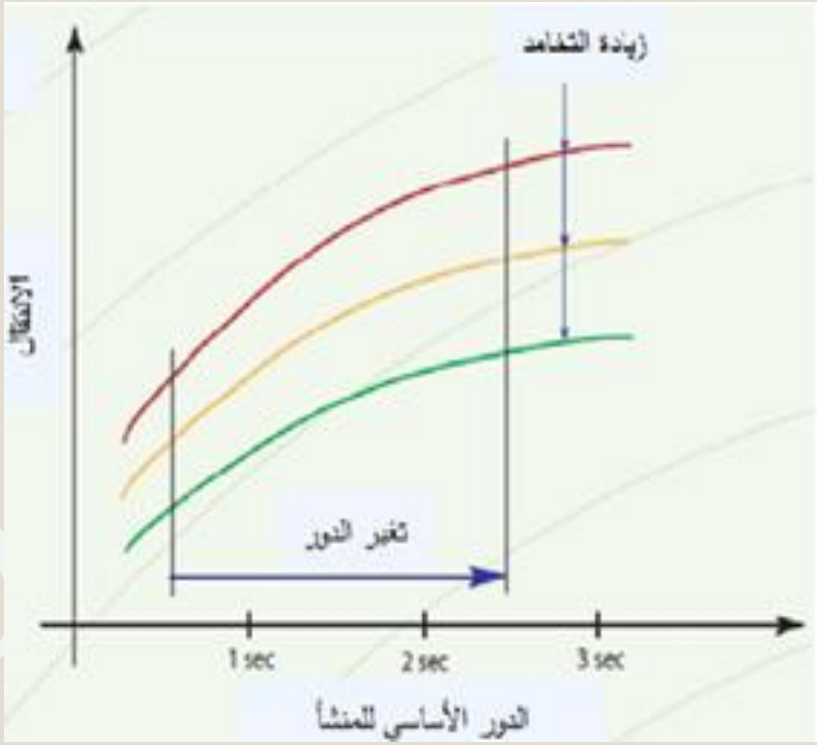
تمتلك معظم التّسارعات الزّلزاليّة أدواراً مسيطرة تتراوح ضمن المجال sec (0.1-1) وتكون قيمتها أعظميّة عادةً في المجال sec (0.2-0.6)، ولذلك فإنّ المنشآت ذات الأدوار ضمن الحدود سابقة الذّكر تكون عرضةً للمخاطر الزّلزاليّة بشكلٍ كبيرٍ، حيث أنّ الخاصيّة الأكثر أهميّةً في المنشآت المعزولة زلزاليّاً هي زيادة قابليّة التّشوّه بالاتّجاه الأفقي، مما يزيد دور الحركة فيصبح أكثر من 1.5 sec وعادةً يبلغ sec (2-3)، مما يعني تخفيض قيم القوى الزّلزاليّة المُنتقلة للمنشأ كما هو موضّح بالشّكل التّالي.

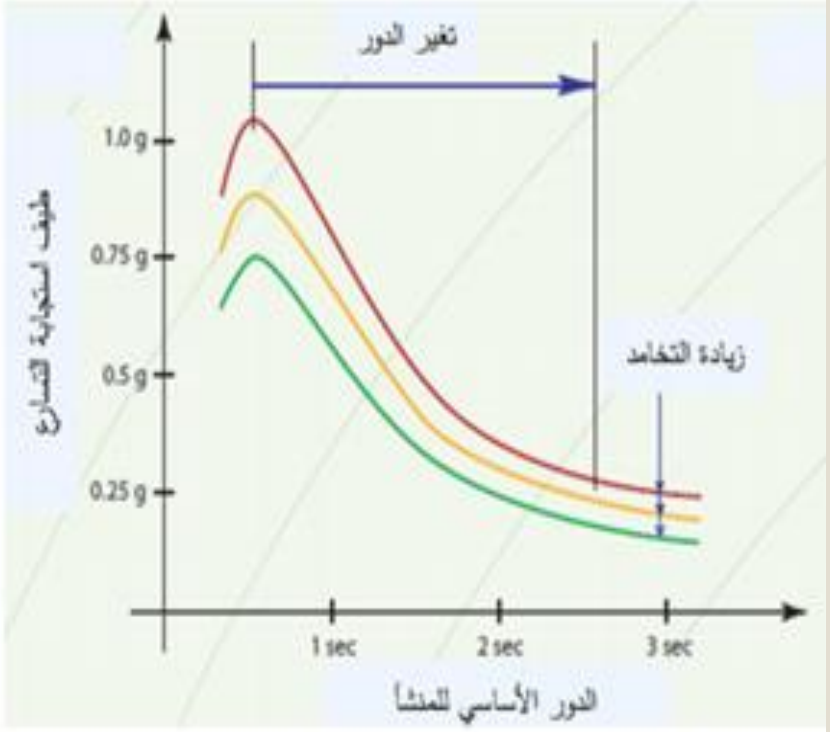




Dalia Najjar

وبالتّالي يمكن القول أنّ زيادة دور المنشأ تؤدّي إلى تناقص التّسارع ضمن المنشأ وتؤدّي بالوقت ذاته إلى زيادة الانتقالات عند قاعدة المنشأ كما هو مبيّن بالأشكال الآتية.





2-3- تأثير زيادة التّخامد Effect of Damping Increase:

يمكن أن تصل نسبة التّخامد في المنشآت التّقليديّة إلى 5% وهو ناتج عن التّشوّهات الحاصلة في العناصر الإنشائيّة ممّا يساهم في تبديد جزء من الطّاقة الزّلزاليّة الدّاخلة إلى المنشأ، أمّا بالنّسبة للمنشآت المعزولة قاعديّاً فإنّ نسبة التّخامد النّاتج في الجملة الإنشائيّة تتضاءل لتصبح 2%، وذلك بسبب انخفاض قيمة التّشوّهات بشكلٍ كبيرٍ نتيجة وجود نظام العزل الزّلزالي الذي يقوم بدوره بتبديد الجزء الأكبر من الطّاقة قبل وصولها إلى الجملة الإنشائيّة، حيث يمكن أن تؤمّن أنظمة العزل الزّلزالي نسبةً كبيرةً من التّخامد تصل إلى 35% عند استخدام المساند المطّاطيّة المزوّدة بنواة رصاصيّة.

4- العوامل المؤثّرة على فاعليّة العزل Factors Affecting of Effectiveness of Isolation:

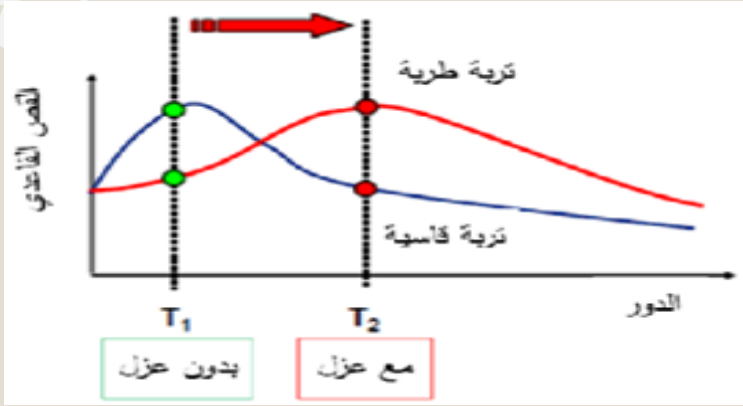
هناك عدّة أمور يجب مراعاتها عند تصميم المنشآت المعزولة قاعديّاً يُمكن تلخيصها كما يلي:

- استجابة المنشأ الدّيناميكيّة، فالمنشآت الأنسب للعزل الزّلزالي هي المنشآت التي دورها أقلّ من ثانية واحدة، وذلك لأنّ العزل الزّلزالي يسبب ارتفاع في قيمة دور الحركة يصل إلى sec (2-3.5)، وغالباً تتراوح قيمة الدّور الهدف في معظم المنشآت ضمن المجال sec (1.5-2.5).

Dr. Eng. Dalia Najjar

- كتلة المنشأ، فالعزل الزّلزالي يعمل بشكلٍ أفضل باعتبار الكتل الكبيرة للمنشآت وذلك لأنّ دور المنشأ يتناسب طرداً مع الجذر التّربيعي لكتلة المنشأ، فمن أجل المنشآت ذات الكتل الصّغيرة مثل المنشآت ذات الطّابق الواحد والمنشآت المعدنيّة خفيفة الوزن المؤلّفة من طابقين أو ثلاثة، فإنّه من الصّعوبة أن تتمّ عمليّة العزل الزّلزالي للوصول إلى أدوار أكبر من sec (1-1.5)، وعلى العكس فمن أجل المنشآت ذات الكتل الكبيرة نسبيّاً يمكن الوصول بواسطة العزل إلى أدوار تصل إلى sec (2.5-3).

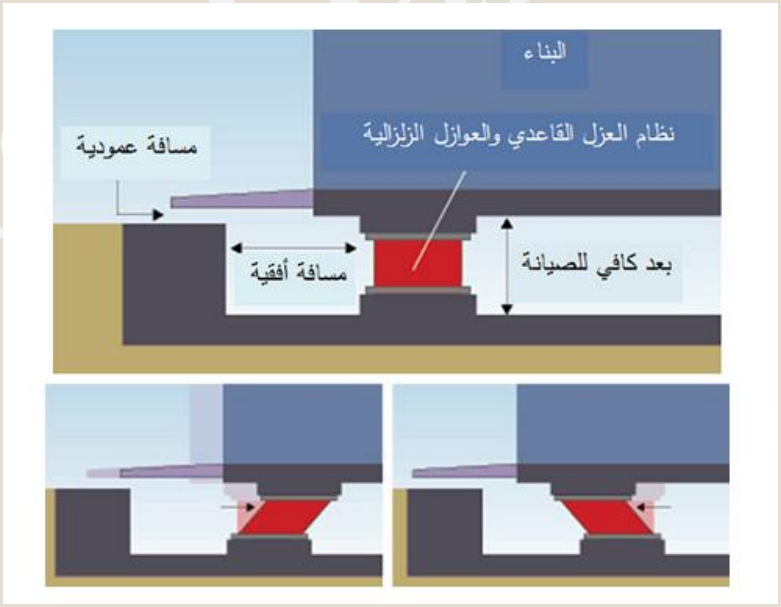
- نوع التّربة التي يستند عليها المنشأ المعزول قاعديّاً، فالتّربة القاسية هي أفضل التّرب للعزل الزّلزالي، لأنّها تسبّب تناقصاً في التّسارع الواصل للمنشآت والنّاتج عن التّحريض أيّاً كان نوعه وبالتّالي تناقص قوى القصّ القاعدي، أمّا التّرب الطريّة والطريّة جداً فإنّها تؤدّي إلى زيادة التّسارع الواصل لبعض المنشآت وبالتّالي زيادة قوى القصّ القاعدي، لذلك لا يُفضّل استخدام العزل الزّلزالي فوقها، والشّكل التّالي يوضّح تأثير نوع التّربة على استجابة المنشأ المعزول زلزاليّاً.



Dr. Eng. Dalia Najjar

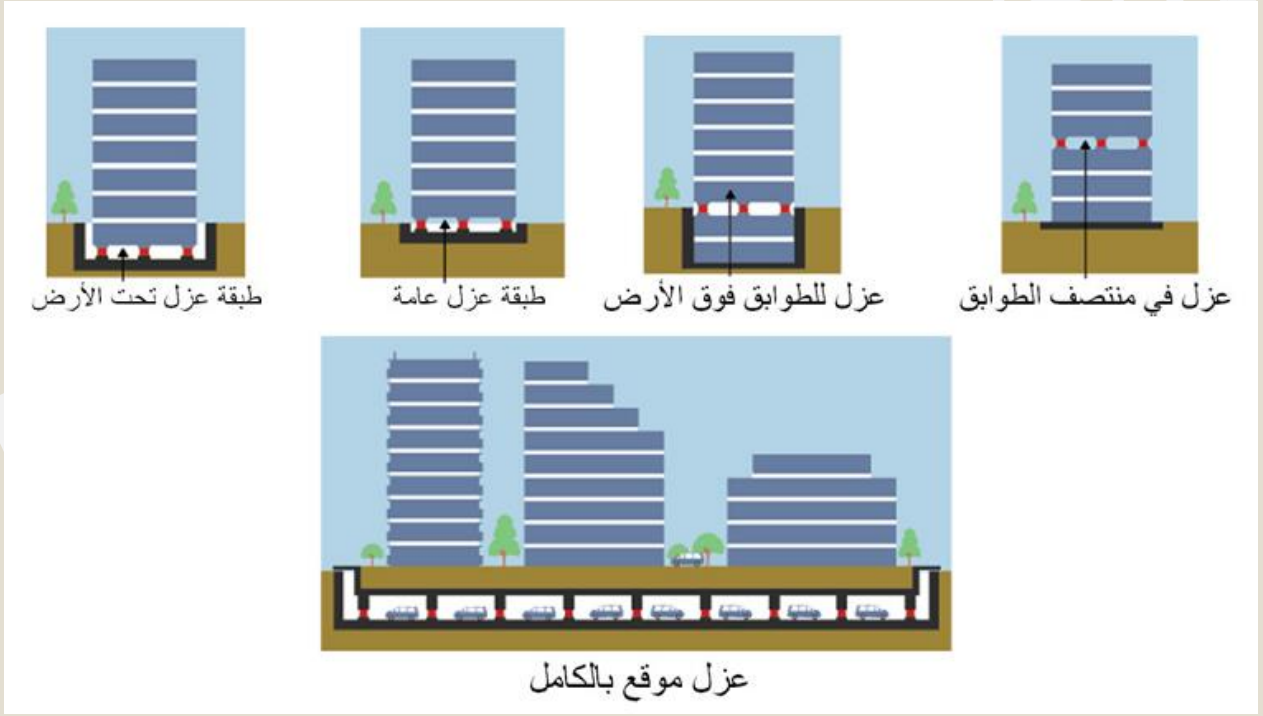
- قرب المنشأ أو بعده عن الفالق الزّلزالي، حيث أنّ العزل الزّلزالي لا يُستخدم في المناطق القريبة من الفالق والتي تقع على بعد أقلّ من 10 Km بسبب حدوث ظاهرة Fling، أيّ خروج العازل عن العمل نتيجة الانتقالات الكبيرة التي يتعرّض لها، وفي حال استخدامه في هذه الحالة فستكون الكلفة كبيرة والحسابات معقّدة.

- المسافة المُحيطة بالمنشأ، يجب أن تكون تلك المسافة كافية لضمان سهولة تنفيذ وتركيب وصيانة عناصر العزل، كما يجب الأخذ بعين الاعتبار تأمين مجال من الحريّة يتناسب مع حركة المنشأ المعزول زلزاليّاً أثناء تعرّضه للهزّة الأرضيّة، والشّكل الآتي يبيّن ما سبق ذكره.



Dr. Eng. Dalia Najjar

- موقع مستوى عنصر العزل وأثره على وضع المنشأ وجماله المعماري وكلفة بنائه، حيث يمكن وضع عناصر العزل في عدّة مستويات للمنشأ كما هو موضّح بالشّكل التّالي.



Dr. Najjar

5- متطلّبات التّصميم Design Requirements:

قبل البدء بالتّصميم الزّلزالي لأيّ منشأ معزول زلزاليّاً يجب تحديد عامل المنطقة التي يتواجد ضمنها المنشأ، ونوع التّربة التي يستند عليها، وخصائص المنشأ بما فيها الأوزان المطبّقة على نظام العزل، ونوع المسند المطّاطي الذي سيتمّ استخدامه بالإضافة إلى تحديد جميع خصائصه الميكانيكيّة والتي تشمل: (الصّلابة الشّاقوليّة، الصّلابة الأفقيّة، نسبة التّخامد، المقاومة المميّزة وغيرها..)، الأمر الذي يعني بقاء المنشأ مستقرّاً تحت تأثير الحمولات الشّاقوليّة المطبّقة، وقوى القصّ النّاتجة عن التّحريض الأرضي وما تسبّبه من انتقالات أفقيّة أعظميّة. وبالتّالي يتمّ التّصميم وفق نوعين من التّحليل يمكن تلخيصهما وفق ما يلي:

❖ التّحليل الستاتيكي:

ويعتمد على توصيات الكود الأميركي UBC 97 وبالشروط التالية:

أ- المنشأ متوضع على بعد (10) كيلو متر على الأقل من الفوالق الفعالة.

ب- المنشأ متوضع على ترب من النوع S_A أو S_B أو S_C أو S_D .

ج- ارتفاع المنشأ أقل من (65ft) أو ما يعادل (20m) تقريباً.

د- الدور الفعال لنظام العزل الزلزالي عند الانتقال الأعظمي في الاتجاه المدروس T_M أقل أو يساوي (3sec).

Dr. Eng. Dalia Najjar

هـ- الدور الفعال لنظام العزل الزلزالي عند الانتقال التصميمي في الاتجاه المدروس T_D أكبر بثلاث مرات من الدور الستاتيكي للمنشأ المثبت قاعدياً (قبل العزل).

و- يجب أن يكون المنشأ المعزول منتظماً.

كما يجب أن يكون دور المنشأ الموثوق قبل تزويده بنظام العزل الزلزالي أقل من 1sec، أما شدة حمولة الرياح الأفقية وغيرها من الحمولة الأفقية غير الزلزالية التي يتعرض لها المنشأ المعزول زلزالياً يجب أن لا تزيد عن 10 % من الحمولة الشاقولية الكلية للمنشأ.

❖ التّحليل الدّيناميكي:

يستخدم عندما لا تتحقق شروط التحليل الستاتيكي أو للتأكد من التصميم بالطريقة الستاتيكية وله عدة طرائق وهي: طريقة طيف الاستجابة، وطريقة التسجيلات الزمنية، والطيف التصميمي الخاص بالموقع. والذي يستخدم عادةً عندما يكون:

أ- المنشأ متوضع على ترب من النوع S_A أو S_B أو S_C أو S_D .

ب- المنشأ العلوي غير منتظم سواء بالاتجاه الأفقي أو الشاقولي.

ج- ارتفاع المنشأ أكثر من أربعة طوابق أو (65ft) أو (19.8m).

د- دور المنشأ المعزول زلزالياً أقل من ثلاثة أضعاف الدور المرن للمنشأ الموثوق.

هـ- الدور الفعال لنظام العزل الزلزالي T_M، أكبر من (3 Sec).

6- الخصائص الميكانيكيّة لنظام العزل Mechanical Characteristics of Isolation System:

6-1- خصائص (القوّة–الانتقال) لنظام العزل Characteristics of Isolation System (F-D):

تعتمد خصائص (القوّة–الانتقال) لنظام العزل على اختبارات الحمولة الدّورية للنّماذج الأوليّة لوحدات العزل، وبالتّالي فإنّ الصّلابة الأفقيّة الفعّالة لوحدة العزل k_{eff} يجب أن تُحسب لكلّ دورة تحميل بالعلاقة التّالية:

$$k_{eff} = \frac{F^+ - F^-}{\Delta^+ - \Delta^-}$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

حيث F^+ وF^- تمثّلان القوّتين الأفقيّتين الأعظميّتين الموجبة والسّالبة عند الانتقالين الأعظميّين Δ^+ و Δ^-.

كما أنّ التّخامد الفعّال β_{eff} لوحدة العزل يجب أن يُحسب لكلّ دورة تحميل بالعلاقة التّالية:

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi}\left[\frac{E_{Loop}}{k_{eff}(|\Delta^+|+|\Delta^-|)^2}\right]$$

2-6- الخصائص التّصميميّة لنظام العزل Design Characteristics of Isolation System:

1-2-6- الصّلابة الأفقيّة الفعّالة Effective Horizontal Stiffness:

يجب أن تعتمد الصّلابة الأفقيّة الفعّالة الأعظميّة والأصغريّة لنظام العزل k_{Dmax} و k_{Dmin} عند الانتقال التّصميمي على الاختبارات الدّورية وتُحسب من العلاقات:

$$k_{Dmax} = \frac{\Sigma|F_D^+|_{max}+\Sigma|F_D^-|_{max}}{2D_D}$$

$$k_{Dmin} = \frac{\Sigma|F_D^+|_{min}+\Sigma|F_D^-|_{min}}{2D_D}$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

حيث: $\sum|F_D^+|_{max}$، $\sum|F_D^-|_{max}$، $\sum|F_D^+|_{min}$، $\sum|F_D^-|_{min}$: مجموع القيم المطلقة للقوى الموجبة أو السّالبة الأعظميّة لوحدات العازل عند الانتقال الموجب أو السّالب D_D (لجميع وحدات العازل).

كذلك يجب أن تعتمد الصّلابة الأفقيّة الفعّالة الأعظميّة والأصغريّة لنظام العزل k_{Mmax} و k_{Mmin} عند الانتقال الأعظمي على الاختبارات الدّورية وتُحسب من العلاقات:

$$k_{Mmax} = \frac{\sum|F_M^+|_{max} + \sum|F_M^-|_{max}}{2D_M}$$

$$k_{Dmin} = \frac{\sum|F_M^+|_{min} + \sum|F_M^-|_{min}}{2D_M}$$

حيث: $\sum|F_M^+|_{max}$، $\sum|F_M^-|_{max}$، $\sum|F_M^+|_{min}$، $\sum|F_M^-|_{min}$: مجموع القيم المطلقة للقوى الموجبة أو السّالبة الأعظميّة لوحدات العازل عند الانتقال الموجب أو السّالب D_M (لجميع وحدات العازل).

6-2-2- التّخامد الفعّال Effective Damping:

يجب أن يعتمد التّخامد الفعّال لنظام العزل β_D عند الانتقال التّصميمي على الاختبارات الدّورية ويُحسب بالعلاقة التّالية:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_D}{k_{Dmax} D_D^2}\right]$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

يجب أن تُؤخذ الطّاقة الكليّة المبدّدة لنظام العزل لكلّ دورة عند الانتقال التّصميمي مساوية $\sum E_D$ كمجموع للطّاقة المبدّدة لكلّ دورة لجميع وحدات العزل المُقاسة عند الانتقالات الأفقيّة التّجريبيّة Δ^+ وΔ^- المُساوية في القيمة للانتقال التّصميمي D_D.

كذلك يجب أن يعتمد التّخامد الفعّال لنظام العزل عند الانتقال الأعظمي على الاختبارات الدّورية ويُحسب بالعلاقة التّالية:

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{\sum E_M}{k_{Mmax} D_M^2}\right]$$

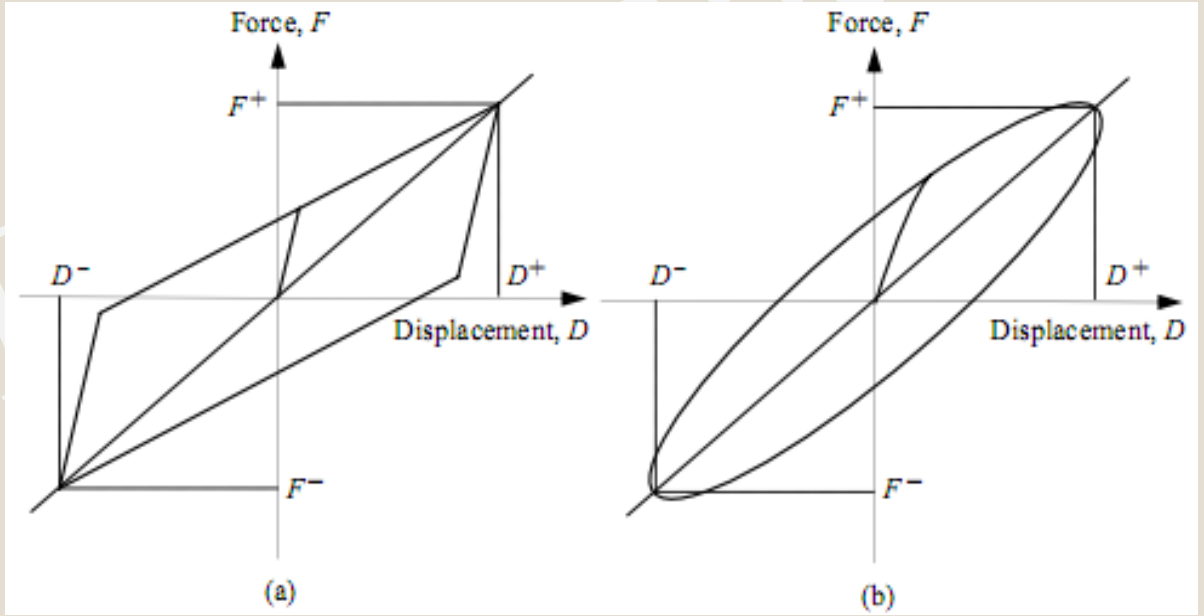
يجب أن تُؤخذ الطّاقة الكليّة المبدّدة لنظام العزل لكلّ دورة للاستجابة E_M كمجموع للطّاقة المبدّدة لكلّ دورة لجميع وحدات العزل المُقاسة عند الانتقالات التّجريبيّة Δ^+ وΔ^- المُساوية في القيمة للانتقال الأعظمي D_M.

7- النّموذج التّحليلي لمسند العزل Analytical Model of Isolation Bearing:

تمّت دراسة الخصائص الميكانيكيّة للأنواع المختلفة لمساند العزل، كالصّلابة والتّخامد والمقاومة المميّزة وتفصيلها بشكلٍ كاملٍ في دراسات سابقة وكودات عالميّة، وفي الآونة الأخيرة طُوّرت النّماذج الميكانيكيّة لعناصر التّخميد ومن بينها عناصر العزل الزّلزالي القاعدي المتنوّعة وذلك لوصف السّلوك المرن–اللزج (Viscoelastic Behavior) والسّلوك الهيستيري (Hysteretic Behavior) للمساند المطّاطيّة.

Dr. Eng. Dalia Najjar

يظهر الشّكل التّالي العلاقة بين القوّة والانتقال في مسند العزل وذلك باعتبار السّلوك الهيستيري (الأيسر) الذي هو عبارة عن الشّكل النّموذجي المُستخدَم (Normalized)، حيث يظهر السّرعة مستقلّة عن خصائص مسند العزل ويظهر الانتقالات الأعظميّة والأصغريّة حسب قوى القصّ الأعظميّة والأصغريّة، بالإضافة إلى السّلوك المرن– اللزج (الأيمن) والذي هو عبارة عن السّلوك المُعتمد على السّرعة، كما يظهر القصّ الأعظمي والأصغري الذي يحصل عادةً عند الانتقال الأعظمي والأصغري على التّوالي.



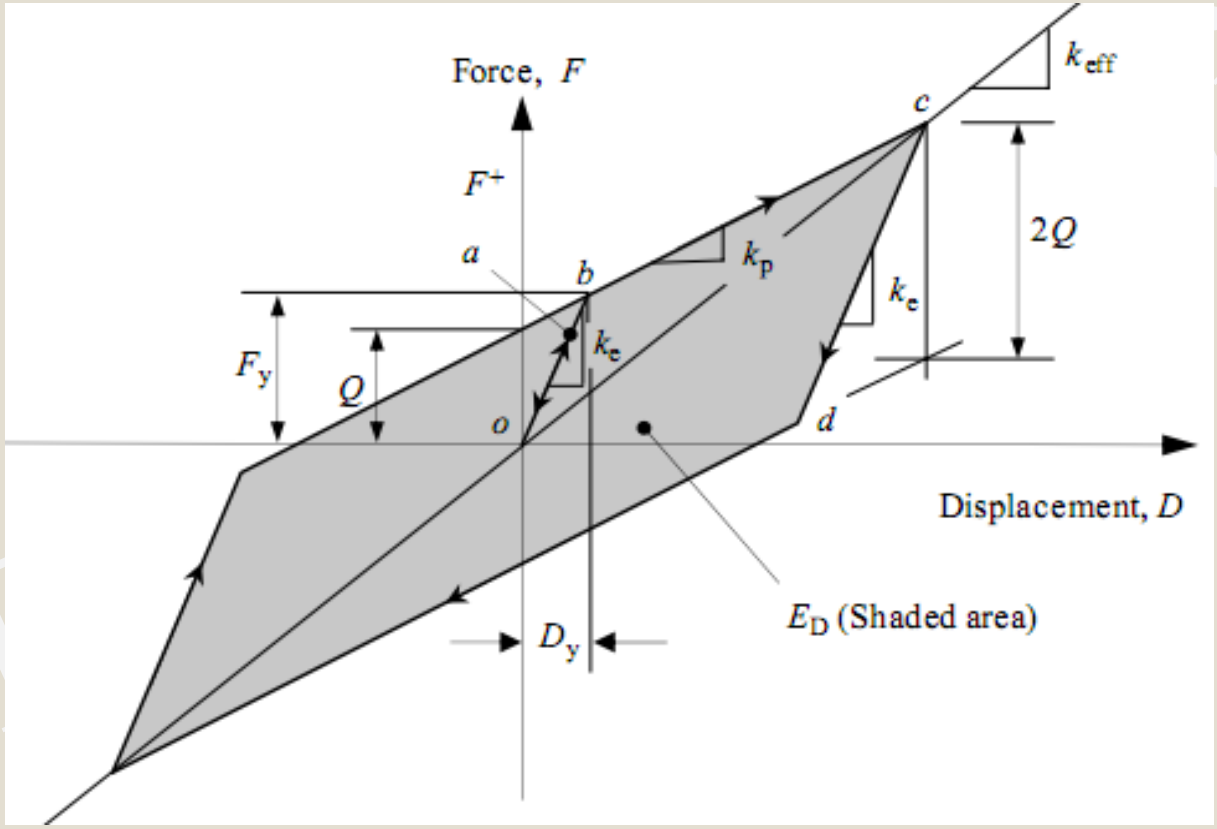
يُعتبر النّموذج ثنائي الخطّية (Bilinear Model) النّموذج الأكثر توافقاً في الأبحاث وتطبيقات التّصميم من بين جميع النّماذج المُقترحة، لأنّ بساطته لا تقتصر على تمثيل الخصائص الميكانيكيّة لمسند العزل بشكلٍ مناسب، لكن أيضاً تنسجم مع النّوع المطّاطي والنّوع الاحتكاكي لمسند العزل، حيث يُعرّف النّموذج ثنائي الخطّية لمسند العزل المطّاطي بعدّة ثوابت، وبوجود الخصائص المميّزة لكلّ نوع من مساند العزل يتمّ الاعتماد على مجموعة معادلات مميّزة للتّحقّق من تلك الثّوابت.

يُستخدم النّموذج ثنائي الخطّية لإظهار العلاقة بين قوّة القصّ والانتقال الجانبي، ويُعرّف بالثّوابت الأساسيّة الثّلاثة المبيّنة وفق ما يلي:

- ✓ الصّلابة المرنة (Elastic Stiffness, k_e (kN/mm)).
- ✓ الصّلابة بعد التّلدن (Post yield Stiffness, k_p(kN/mm)).
- ✓ المقاومة المميّزة (Characteristic Strength, Q (kN)).

تُستخدم عادةً المقاومة المميّزة Q لتقدير استقرار السّلوك الهيستيري لمساند العزل عند خضوعها لعدّة دورات تحميل وتفريغ، حيث أنّ العوامل الثّلاثة السّابقة تعكس بدقّة الخصائص الميكانيكيّة لمساند العزل وتؤمّن التّقييمات الجيّدة للسّلوك اللاخطّي لتلك المساند.

Dr. Eng. Dalia Najjar


Force, F
F^+
F_y
Q
2Q
a
b
c
d
o
k_p
k_e
k_e
k_{eff}
Displacement, D
E_D (Shaded area)
D_y

Dr. Najjar

يظهر الشّكل السّابق النّموذج ثنائي الخطّية النّموذجي المُعتمِد على بيانات الاختبار. عندما يبدأ القصّ بالتّطبيق على مسند العزل تكون العلاقة خطّية بين القصّ والانتقال الجانبي كما هو معرّف بالجزء ($\overline{oa}$)، وفي حال تناقصت قوّة القصّ القاعدي المطبّقة عن النّقطة a يبقى المسار غير المحمّل خطّياً على طول الجزء ($\overline{ao}$)، وعندما يزيد القصّ ليصل إلى النّقطة b تحدث عمليّة الخضوع، وباستمرار عملية التّحميل يتمّ الحصول على انتقالات أكبر مع زيادة صغيرة في قوى القصّ وعندئذ تُعرّف الصّلابة في هذه المرحلة بالصّلابة بعد التلدّن (Post yield Stiffness, k_p)، وإذا تمّ تفريغ الحمولة من النّقطة c فإنّ المسار غير المحمّل لا يتبع مسار التّفريغ السّابق بل يأخذ مساراً جديداً ($\overline{cd}$) بنفس قيمة الصّلابة الأوليّة للجزء ($\overline{oa}$)، وعندئذ تكون قيمة القصّ لـ ($\overline{cd}$) مساوية $2F_y$ حيث F_y تمثّل قوّة الخضوع (Yield Force)، وباستمرار القصّ بعد النّقطة d يكون المسار غير المحمّل موازياً للخط ($\overline{bc}$) بنفس قيمة الصّلابة (k_p).

يُمكن أن يُعبّر عن الصّلابة الأفقيّة الفعّالة (Effective Stiffness, k_{eff}) لمساند العزل في منطقة ما بعد التلدّن بالصّلابة بعد التّلدن k_p والمقاومة المميّزة Q مع الانتقال الجانبي الموافق لها D وفقاً للعلاقة التّالية:

$$k_{eff} = k_p + \frac{Q}{D}$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

يُستخدم الانتقال عند الخضوع (Yield Displacement, D_y) بشكل ملائم في بعض برامج الحاسب ليعرّف النّموذج ثنائي الخطّية (Bilinear Model)، حيث يُستنتج من k_e وk_p وQ كما هو مبيّن بالعلاقة التّالية:

$$D_y = \frac{Q}{k_e - k_p}$$

$$D_y = \frac{F_y}{k_e}$$

تُعطى قيمة قوّة الخضوع (Yield Force, F_y) عند انتقال الخضوع (Yield Displacement, D_y) بالعلاقة التّالية:

$$F_y = Q + k_p D_y$$

كما ويُعرّف التّخامد الفعّال (Effective Damping, β_{eff}) بالعلاقة التّالية:

$$\beta_{eff} = \frac{E_D}{2\pi k_{eff} D^2}$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

حيث تمثّل ED كميّة الطّاقة المبدّدة خلال كلّ دورة (Energy Dissipated Per Cycle) من أجل النّموذج ثنائي الخطّية، تعبّر E_D عن مساحة الحلقة الهيستيريّة (Hysteretic Loop) المحدّدة بالانتقال الجانبي D– وD+ لكلّ دورة، وبالتّالي $E_D = 4Q(D - D_y)$ ويصبح التّخامد الفعّال β_{eff} كما هو مبيّن بالعلاقة التّالية:

$$\beta_{eff} = \frac{4Q(D-D_y)}{2\pi k_{eff} D^2} = \frac{2Q(D-D_y)}{\pi k_{eff} D^2}$$

ولا بدّ من معرفة أنّه خلال التّطبيقات التّصميميّة يجب أن يتمّ تحديد كلّ من الصّلابة الفعّالة والتّخامد الفعّال وذلك عند كلّ من الانتقال التّصميمي D_D والانتقال الأعظمي D_M.

7-1- النّموذج التّحليلي للمسند المطّاطي المزوّد بنواة رصاصيّة Analytical Model of (LRB):

تُنمذَج أيضاً المساند المطّاطيّة ذات النّواة الرّصاصيّة كعناصر ذات سلوك ثنائي الخطّية وذلك بالاعتماد على الثّوابت الثّلاثة: k_e وk_p وQ. تتمّ السّيطرة على المقاومة المميّزة Q لهذا النّوع من المساند بشكلٍ سائدٍ بواسطة المقاومة القصّية للنّواة الرّصاصيّة والتي تُعطى بدلالة إجهاد الخضوع ومساحة النّواة الرّصاصيّة.

Dr Eng. Dalia Najjar

يحدث الخضوع القصّي (Shear Yield) للنّواة الرّصاصيّة تحت مستوى منخفض لإجهاد القصّ، وعلى أيّة حال فإنّ السّلوك الهيستيري لهذه المساند ثابت تماماً تحت تأثير عدّة دورات تحميل، تظهر العلاقة التّالية قيمة المقاومة المميّزة Q بدلالة إجهاد الخضوع للرّصاص (Lead Yield Stress, f_{yl}) ومساحة النّواة الرّصاصيّة (Lead-plug Area, Al).

$$Q = A_l f_{yl}$$

تُعطي العلاقة التّالية قيمة الصّلابة بعد التّلدّن (Post yield Stiffness, k_p).

$$k_p = \frac{A_b G f_L}{t}$$

حيث أنَّ A_b: مساحة مقطع المطّاط، t: سماكة المطّاط الكليّة، f_L: معامل نموذجي قيمته عادةً (1.5)، G: معامل القصّ للمطّاط والذي يُحدّد من اختبارات القصّ الدّيناميكيّة.

أمّا الصّلابة المرنة (Elastic Stiffness, k_e) ونظراً لصعوبة تحديدها، وبالتّالي يمكن أن تُحدّد بشكلٍ تقريبي وفق العلاقة التّالية:

$$6.5\ k_P \leq k_e \leq 10\ k_P$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

2-7- النّموذج التّحليلي للمسند المطّاطي عالي التّخامد Analytical Model of (HDRB):

تُعطي العلاقة التّالية قيمة الصّلابة بعد التّلدّن (Post yield Stiffness, k_p).

$$k_p = \frac{GA_b}{t}$$

كما تُعطى المقاومة المميّزة Q بالعلاقة التّالية:

$$Q = \frac{\pi \beta_{eff} k_p D_D^2}{(2-\pi\beta_{eff})D_D - 2D_y}$$

نظراً لأنّه لا يمكن أن يعرّف الانتقال عند الخضوع D_y إلا إذا عُرفت كلّ من القيم k_e وk_p وQ، وبالتّالي يمكن أن يعبّر عن تلك القيمة بشكل تقريبي من خلال العلاقة التّالية حيث أنَّ المعامل λ يتراوح بين 0.05 و0.1.

$$D_y = \lambda t$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

8- أمثلة تصميميّة Design Examples:

8-1- تصميم مسند مطّاطي عالي التّخامد HDRB:

As a design example consider a small building similar to the EOC building of Los Angeles County and the Caltrans San Diego Center. We take the site to be zone 4 with S_C soil type and assume that the site is not less than 15 km (9.32 miles) from a known active fault. Using the 1997 UBC Appendix Chapter 16 requirements [55], the parameters associated with the location are $Z = 0.4$, $S = S_C$, $N_D = 1$, and $M_m = 1.25$. The structural system can be taken as a reinforced-concrete shear wall building, which allows a R_{WI} of 2.0. The building has a regular plan with three rows of columns 10 m (33 ft) apart and spaced at 10 m (33 ft) each, as shown in Fig. 8.1.

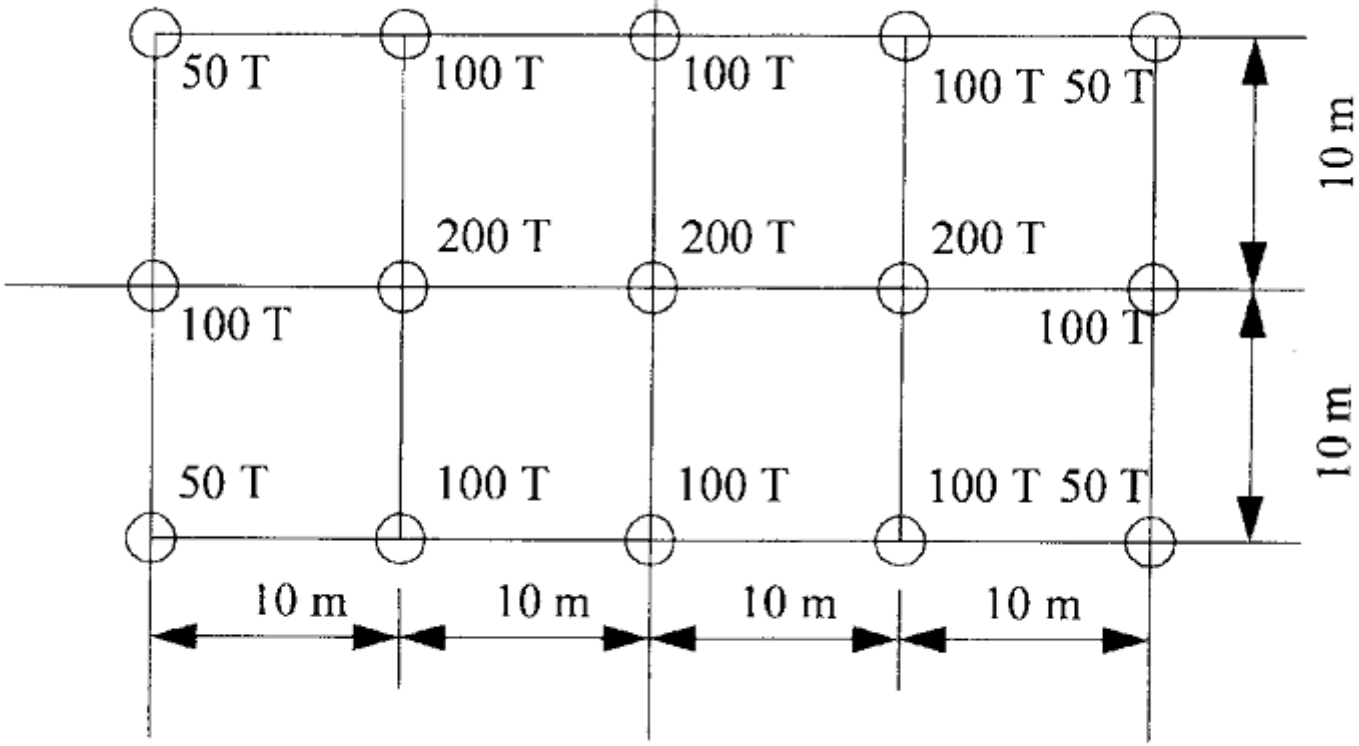


Fig. 8.1 Plan for design example.

The bearing loads are as follows:

Four at 50 tons = 200 tons (441 kips)
Eight at 100 tons = 800 tons (1765 kips)
Three at 200 tons = 600 tons (1324 kips)
1600 tons (3530 kips)

The selection strategy for the bearings is to use one bearing size (to save the cost of an extra mold) and use two different high-damping compounds, which will be denoted A (soft) and B (hard):

$G_A = 0.4$ MPa (58 psi) and $\beta_A = 0.08$
$G_B = 1.0$ MPa (145 psi) and $\beta_B = 0.15$

We will begin with the assumption of a target period of 2.5 sec and a target maximum shear strain of 1.5. We will try to use 12 type A and 3 type B bearings. It should be noted that it would be possible to use only a single bearing design for this project since the building is small, but the design using two types is given to illustrate the procedure.

8.1.1 Bearing Stiffnesses

Type A. Twelve at 100 tons (221 kips):

$$K_H^A = 100 \times 1000 \text{ kg} \times \left(\frac{2\pi}{2.5} \right)^2$$

$$= 632,000 \text{ N/m}$$

$$= 0.632 \text{ MN/m (3.61 kips/in.)}$$

Type B. Three at 200 tons (442 kips):

$$K_H^B = 200 \times 1000 \text{ kg} \times \left(\frac{2\pi}{2.5} \right)^2$$

$$= 1.265 \text{ MN/m (7.22 kips/in.)}$$

8.1.2 First Estimate of Design Displacement D_D

$$D_D = \frac{g}{4\pi^2} \frac{C_{VD} T_D}{B_D}$$

Assume composite damping of 10%; thus

$B_D = 1.2$ (from Table A-16C)

$C_{VD} = 0.56$ (from Table 16-R)

$$D_D = \frac{(9.81)(0.56)(2.5)}{(4\pi^2)(1.2)} = 0.289 \text{ m (11.4 in.)}$$

With $\gamma = 1.5$, take $t_r = 200$ mm (7.9 in.). Thus

$$K_H^A = \frac{G_A A}{t_r} = 0.632 \text{ MN/m}$$

gives $$A = \frac{0.632 \text{ MN/m}}{0.4 \text{ MN/m}^2} \times 0.2 \text{ m}$$

$$= 0.316 \text{ m}^2$$

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_V

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_V$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_V$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_V$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_V$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_V$
S_F	See Footnote 1				

Therefore

Φ = 0.634 m (25 in.)

Take

Φ = 600 mm (24 in.) $A = 0.283\ m^2$

Then

p^A = 3.54 MPa (513 psi)

p^B = 7.08 MPa (1027 psi)

8.1.3 Actual Bearing Stiffness

$$K_H^A = \frac{0.4 \times 0.283}{0.200} = 0.566 \text{ MN/m (3.23 kips/in.)}$$

$$K_H^B = \frac{1.0 \times 0.283}{0.200} = 1.415 \text{ MN/m (8.08 kips/in.)}$$

8.1.4 Composite Stiffness

$$K_H = 12 \times 0.566 + 3 \times 1.415 = 11.04 \text{ MN/m (63.1 kips/in.)}$$

Therefore

$$(\text{Actual frequency})^2 = (11.04 \times 10^6 \text{ N/m}) \frac{1}{1600 \times 10^3 \text{ kg}}$$

$$= 6.90 \text{ sec}^{-2}$$

$$\omega_H = 2.62 \text{ rad/sec}$$

$$T = 2.39 \text{ sec}$$

TABLE A-16-C—DAMPING COEFFICIENTS, B_D AND B_M

EFFECTIVE DAMPING, β_D or β_M (percentage of critical)[1,2]	B_D or B_M FACTOR
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

$$B_D = 1.2 + \frac{0.7}{10} \times 0.3 = 1.22$$

8.1.5 Composite Damping

Recall that

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_H D^2}$$

Therefore

$$\beta = \frac{W_D}{2\pi K_D D^2} = \frac{2\pi K_D^A D^2 \beta_A + 2\pi K_H^B D^2 \beta_B}{2\pi K_D D^2}$$

$$= \frac{K_H^A \beta_A + K_H^B \beta_B}{K_D}$$

$$\beta = \frac{12 \times 0.566 \times 0.08 + 3 \times 1.1415 \times 0.15}{11.04}$$

$$= 0.107$$

Using this period and damping factor, the design displacement D_D becomes

$$D_D = \frac{9.81}{4\pi^2}\frac{(0.56)2.39}{1.22}$$

$$= 0.272 \text{ m } (10.7 \text{ in.})$$

8.1.6 Allowance for Torsion

The code formula is

$$D_T = D\left(1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2}\right)$$

and e is 0.05 times the long direction, as shown in Fig. 8.2, so that

$$D_T = 0.272\left[1 + \frac{20(12)^2}{400 + 1600}\right] = 0.272(1 + 0.24)$$

$$= 0.338 \text{ m } (13.3 \text{ in.})$$

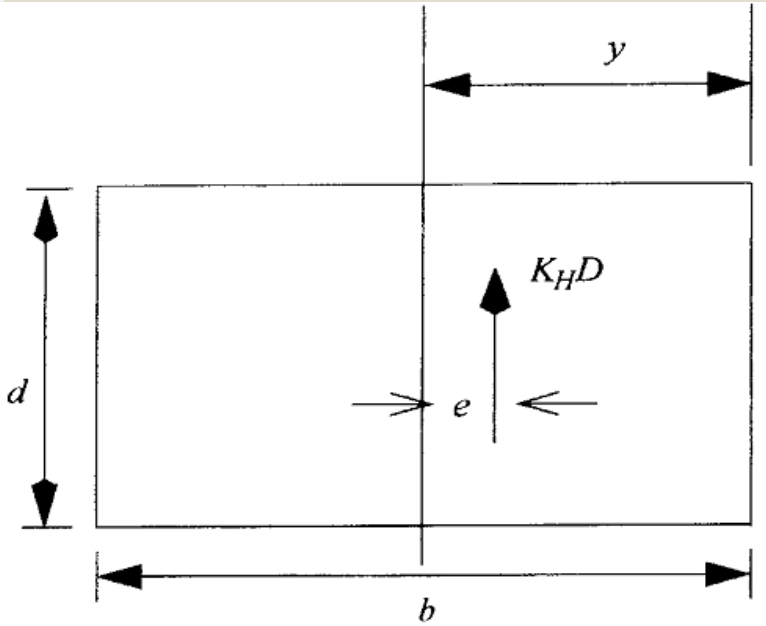


Fig. 8.2 Dimensions for torsion formula.

Dr. Eng. Dalia Najjar

TABLE 4.2 Code Minimum Values When Dynamic Analysis Is Used

Parameter	Static	Response Spectra	Time History
D_{TD}	$D_{TD} \geq 1.10 D_D$	$0.90 D_{TD}$	$0.90 D_{TD}$
D_{TM}	$D_{TM} \geq 1.10 D_M$	$0.80 D_{TM}$	$0.80 D_{TM}$
V_b	$V_b = k_{D,\max} D_D$	$\geq 0.90 V_b$	$\geq 0.90 V_b$
V_s regular	$V_s = k_{D,\max} D_D / R_I$	$\geq 0.80 V_s$	$\geq 0.60 V_s$
V_s irregular	$V_s = k_{D,\max} D_D / R_I$	$\geq 1.0 V_s$	$\geq 0.8 V_S$
Drift	$0.010/R_I$	$0.015/R_I$	$0.020/R_I$

8.1.7 Elastic Base Shear from Code

$$V_S = \frac{K_H D}{R_{WI}}$$

$$= \frac{11.04 \times 0.272}{2}$$

$$= 1.50 \text{ MN}$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

8.1.8 Bearing Detail

Select vertical frequency $f_V = 10$ Hz; then $6S^2 \approx f_V^2/f_H^2$ means

$$S \approx \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{f_V}{f_H} = \frac{1}{\sqrt{6}} \frac{10}{1/2.39} = 10$$

To calculate the vertical frequency and the buckling load for the bearing, it is necessary to have the small strain shear modulus for each rubber, for example, at $\gamma = 20\%$. These compounds will have

$$G_{0.2}^A = 0.7 \text{ MPa} \qquad G_{0.2}^B = 1.4 \text{ MPa}$$

and an assumed $K = 2000$ MPa for both. Thus

$$E_c = \frac{6GS^2K}{6GS^2 + K}$$

$$E_c^A = \frac{6GS^2K}{6G_AS^2 + K}$$

$$= \frac{6(0.7)(100)2000}{420 + 2000}$$

$$= 347 \text{ MN/m}^2$$

$$E_c^B = \frac{8.4 \times 100 \times 2000}{2840}$$

$$= 592 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{Composite } K_V = \frac{(12 \times 347 + 3 \times 592)(0.283)}{0.200}$$

$$= 8405 \text{ MN/m}$$

$$\omega_V^2 = 5253 \text{ rad/sec}$$

$$f_V = 11.5 \text{ Hz}$$

Dr. Najjar

Therefore, any S in the range 9–10 is adequate:

$$S = \frac{\Phi}{4t} \qquad t = \frac{\Phi}{4S} = \frac{600}{40} = 15 \text{ mm}$$

$$nt = 200 \text{ mm} \qquad n = 13.33 \text{ layers}$$

Take $n = 12$; then $t = 16.7$ mm, and

$$S = \frac{600}{4(16.7)} = 9 \qquad f_V = \tfrac{9}{10}(11.5) = 10.4 \text{ Hz}$$

This allows us to complete the design of the bearing, as shown in Fig. 8.3. The end plates are 25 mm thick, and the shims are 2 mm each. The total height is

$$h = 50 + 200 + 11 \times 2 = 272 \text{ mm}$$

The shims will have a diameter ϕ_S,

$$\phi_S = 590 \text{ mm}$$

giving 5 mm cover.

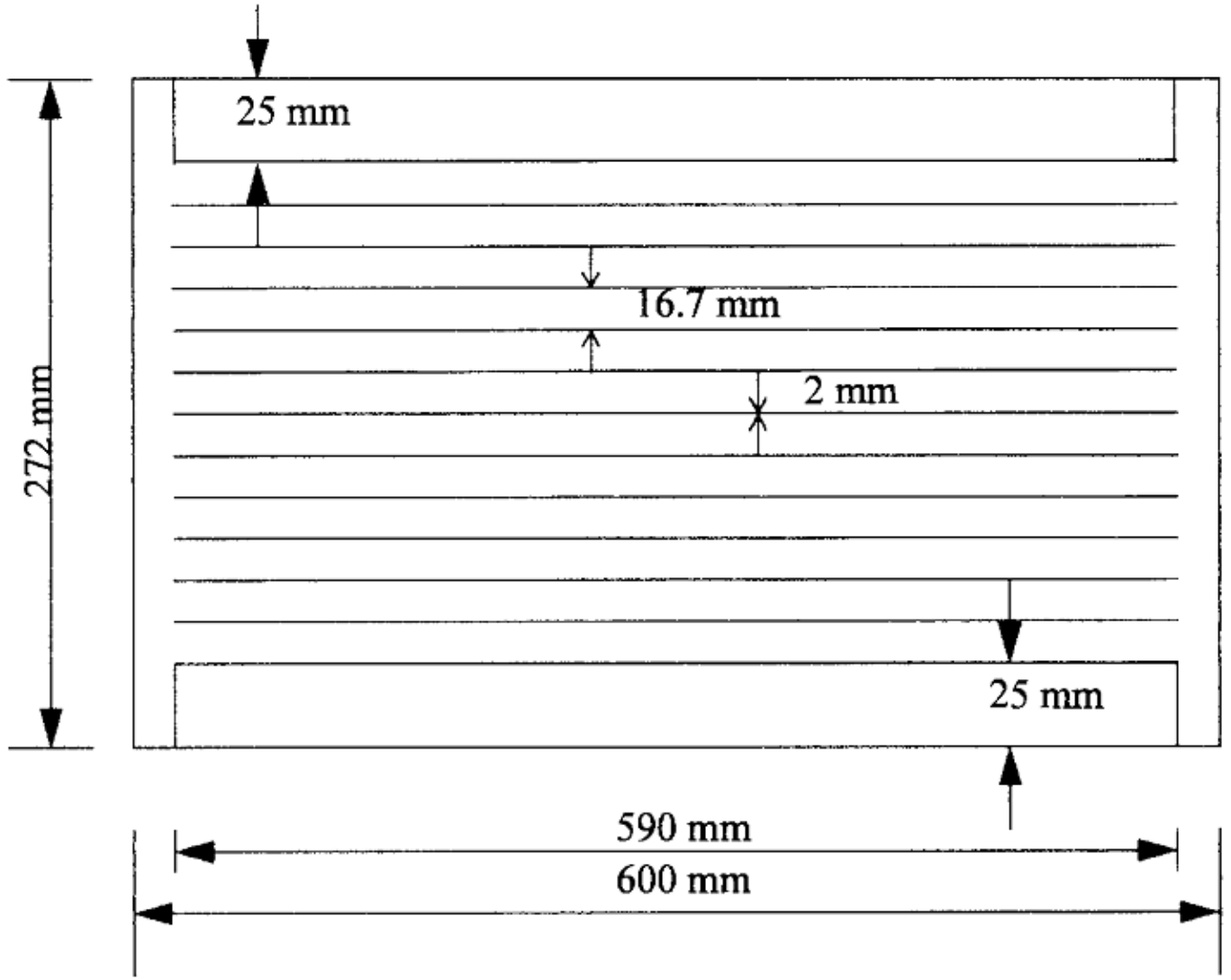


Fig. 8.3 Detail design of isolator (metric).

8.1.10 Calculation of MCE Displacement D_M

The code also requires recalculating the period and damping at the MCE level. Both compounds show an increase in stiffness at around 200% shear strain. The modulus of the softer compound is around 0.48 MPa, and the stiffer compound is around 1.20 MPa. The damping in the softer compound is still around 8%, but that for the harder compound has dropped to 12.5%. Using these values, the MCE composite stiffness becomes

$$K_H^A = \frac{0.48 \times 0.283}{0.200} = 0.679 \text{ MN/m (3.88 kips/in.)}$$

$$K_H^B = \frac{1.2 \times 0.283}{0.200} = 1.678 \text{ MN/m (9.58 kips/in.)}$$

$$K_H = 13.24 \text{ MN/m (75.6 kips/in.)}$$

and the composite damping is

$$\beta = \frac{12 \times 0.679 \times 0.08 + 3 \times 1.698 \times 0.125}{13.24} = 9.7\%$$

giving a damping reduction factor B of 1.19. The period for this stiffness is T_M = 2.18 sec. The resulting value of D_M is

$$D_M = \frac{9.81}{4\pi^2} \frac{(0.70)}{1.19} (2.18) = 0.318 \text{ m } (12.5 \text{ in.})$$

and with the earlier allowance for torsion, the final result for D_{TM} is

$$D_{TM} = \frac{0.322}{0.272} \times 0.318 = 0.377 \text{ m } (14.8 \text{ in.})$$

A final check is global overturning: We assume that the unreduced shear force $K_H D$ is applied to the center of mass of the building in the short direction, as shown in Fig. 8.6. Assume the center of mass is 5 m (16 ft) above the isolation system; then the overturning moment is $5K_H D$. This is resisted by two rows of five bearings 10 m (33 ft) from the center so that the addition loads E (plus and minus) are

$$E = \frac{11.04 \times 0.274}{5 \times 20 \text{ m}} \times 5 \text{ MN/m}$$

$$= 0.15 \text{ MN (33.7 kips)}$$

This is well under the smallest downward load on the corner columns, indicating that the bearings will not be subjected to upward (tensile) forces.

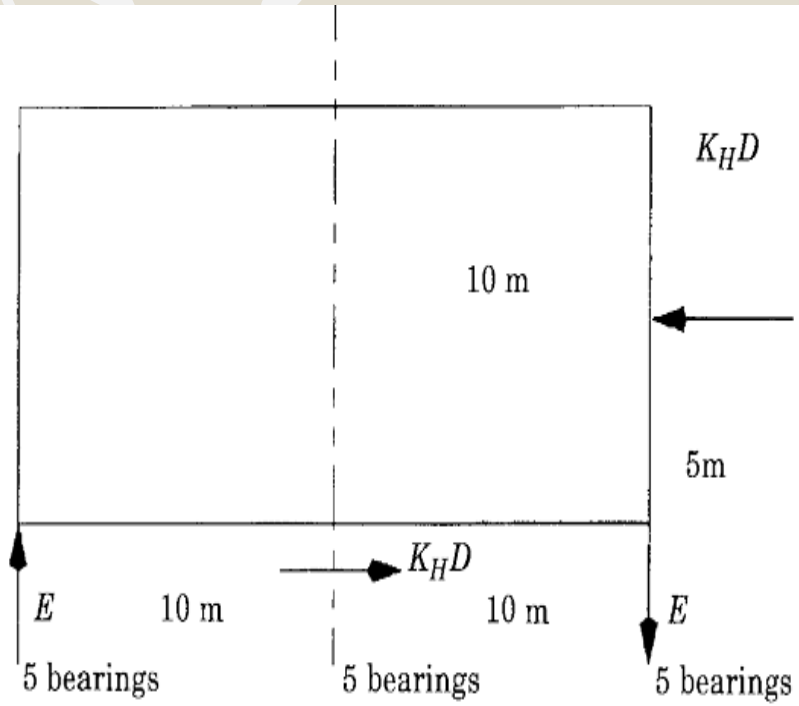


Fig. 8.6 Overturning analysis.

Dr. Eng. Dalia Najjar

2-8- تصميم مسند مطّاطي مزوّد بنواة رصاصيّة LRB:

The design of a lead-plug bearing system that provides the same period and global damping at the design displacement obtained for the high-damping rubber system is a straightforward procedure. When designing for sites with moderate seismicity, it is easy to develop a damping factor of around 15% of critical viscous damping, and if we use this level as a target value, the design displacement at a period of 2.5 sec becomes

$$D_D = \frac{9.81}{4\pi^2}\,\frac{(0.56)(2.5)}{1.35}$$

$$= 0.258 \text{ m } (10 \text{ in.})$$

The required stiffness to provide a period of 2.5 sec is

$$K_H = 1600 \times 1000 \times \left(\frac{2\pi}{2.5}\right)^2$$

$$= 10.1 \text{ MN/m } (57.7 \text{ kips/in.})$$

The global energy dissipated per cycle is

$$W_D = 2\pi K_{\text{eff}} D^2 \times \beta_{\text{eff}}$$
$$= 2\pi(10.1)(0.285)^2(0.15)$$
$$= 0.634 \text{ MN m } (5613 \text{ kips in.})$$

The relationship of these quantities to the two lead-plug bearing parameters Q and K_r is

$$K_{\text{eff}} = K_r + \frac{Q}{D}$$

and

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

where

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

and as an approximate rule of thumb, we take $K_1 \approx 10K_2$.

If we neglect D_y, we have a first approximation for Q:

$$Q = \frac{W_D}{4D}$$

$$= \frac{0.634 \text{ MN m}}{4(0.258)}$$

$$= 0.614 \text{ MN (137 kips)}$$

It follows that

$$K_2 = K_{\text{eff}} - \frac{Q}{D}$$

$$= 10.1 - \frac{0.614}{0.258}$$

$$= 7.72 \text{ MN/m (44.1 kips/in.)}$$

Dr. Eng. Dalia Najjar

Correcting the first estimate of Q for D_y gives

$$D_y = \frac{0.614}{9(7.72)}$$

$$= 0.009 \text{ m } (0.35 \text{ in.})$$

so a recalculation gives

$$Q = \frac{0.634}{4(0.249)} = 0.637 \text{ MN } (143 \text{ kips})$$

The yield level of lead is around 10 MPa (1500 psi), so that the area of lead plug needed is

$$A_{pb} = 0.0637 \text{ m}^2 \ (99 \text{ in.}^2)$$

The total rubber stiffness K_r needed is given by

$$K_r = K_H - \frac{Q}{D_D}$$

$$= 10.1 - \frac{0.637}{0.258}$$

$$= 7.64 \text{ MN/m (43.6 kips/in.)}$$

and if all bearings are the same, this means a stiffness of 0.5 MN/m (2.9 kips/in.) for each bearing.

Lead-plug bearings are usually made from a low-damping, high-strength rubber with a modulus at 100% shear strain that might vary from 0.4 to 0.7 MPa (60–100 psi). Selecting the total rubber thickness as 0.258 m (10 in.) and using the lowest modulus value, the required area per bearing is 0.322 m^2 which is close to a 600-mm- (24-in.-) diameter bearing. The final design would be a bearing with 20 layers of 12 mm (0.5 in.) each, a diameter of 600 mm (24 in.) in a compound with 0.4-MPa (60-psi) modulus.

The stiffness of the plain elastomeric bearings is given by

$$K_r = \frac{(0.4)(0.283)}{0.240} = 0.472 \text{ MN/m}$$

and the total Q for the system is 0.684 MN. Therefore, at a displacement of 0.258 m, the stiffness K_{eff} is given as

$$K_{\text{eff}} = 15 \times 0.472 + \frac{0.637}{0.258} = 9.55 \text{ MN/m}$$

and $$W_D = 4(0.637)(0.258 - 0.009) = 0.634 \text{ MN m}$$

giving $\beta = 16\%$. With the total stiffness and DBE displacement of 0.258 m (10 in.), the reduced base shear becomes

$$V_s = \frac{9.55 \times 0.258}{2} = 1.23 \text{ MN}$$

When we compute the MCE displacements, the code requires recalculating the period and damping at the larger displacements. This is, of course, an iterative process, and we begin by assuming that the MCE displacement is around M_M times the DBE displacement. The M_M is given in UBC-97, Table A-16-D, and for $ZN_v = 0.40$ is 1.25. When computing the MCE displacement (at the center of mass), D_M is given as

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2)C_{VM}T_{VM}}{B_M}$$

where C_{VM} is given in UBC-97, Table A-16-9, for S_C soil type as $1.4\ M_M Z N_v$, that is, in this case 0.7.

To compute the period T_M, we return to the formula for the effective stiffness of the lead-plug system, namely,

TABLE A-16-D—MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE RESPONSE COEFFICIENT, M_M

DESIGN BASIS EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY, ZN_v	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE RESPONSE COEFFICIENT, M_M
0.075	2.67
0.15	2.0
0.20	1.75
0.30	1.50
0.40	1.25
≥ 0.50	1.20

TABLE A-16-G—SEISMIC COEFFICIENT, C_{VM}[1]

SOIL PROFILE TYPE	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY M_MZN_v				
	M_MZN_v = 0.075	M_MZN_v = 0.15	M_MZN_v = 0.20	M_MZN_v = 0.30	M_MZN_v ≥ 0.40
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8M_MZN_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0M_MZN_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$1.4M_MZN_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$1.6M_MZN_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$2.4M_MZN_v$
S_F	See Footnote 2				

$$K_{\text{eff}} = K_r + \frac{Q}{D}$$

where K_r = 7.08 MN/m (40.4 kips/in.) and Q = 0.637 MN (154 kips). With D_M assumed as 1.25 D_D = 0.323 m (12.7 in.), we have

$$K_{\text{eff}} = 9.2 \text{ MN/m (52.5 kips/in.)}$$

The total energy dissipated per cycle, W_D, is $4Q(D_M - D_y)$, and

$$D_y \approx \frac{Q}{9K_r} = 0.011$$

$$W_D = 0.795 \text{ MN m (7558 kips in.)}$$

and

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{W_D}{2\pi K_{\text{eff}} D_M^2} = 13\%$$

This means that $B = 1.29$ and the new period T_M is given by

$$T_M = \frac{2\pi}{\sqrt{9.2/1.6}} = 2.62 \text{ sec}$$

leading to

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2)(0.7)(2.62)}{1.29} = 0.353 \text{ m (13.6 in.)}$$

To correct the first guess, recalculate K_{eff} at 0.345 m (13.6 in.); this is

$$K_{\text{eff}} = 7.08 + \frac{0.637}{0.353} = 8.88 \text{ MN/m (51.7 kips/in.)}$$

giving

$$T = 2.67 \text{ sec} \qquad \beta_{\text{eff}} = 12.5\%$$

These numbers are close enough to the first guess for the displacement to be taken as 0.353 m. To estimate the additional displacement due to torsion in the lead-plug case, it is probably enough to use the code default formula since the displacements are relatively modest. Once done, we have from the earlier calculation

$$D_T = D(1 + 0.24)$$

leading to

$$D_{TD} = 0.320 \text{ m } (12.6 \text{ in.})$$
$$D_{TM} = 0.438 \text{ m } (16.9 \text{ in.})$$

These will be used to establish the prototype test program.

3-7- تصميم نظام عزل مطّاطي كامل:

Consider a small building with a plan dimension of 40 × 20 m (131 × 65.5 ft). The total weight of the structure is estimated at 1600 tons (3550 kips). The lateral-load resisting system consists of reinforced-concrete shear walls, and the building is regular in both the plan and the elevation. The actual distance between the center of mass and the center of rigidity of each floor is 1.0 m (39.4 in.).

The project site is located as seismic zone 4 with an S_E soil profile and it is located about 1.5 km (0.93 miles) away from an active fault capable of producing 7.9 magnitude events with an average seismic slip rate, SR, larger than 5 mm (0.2 in.). The fixed-base period of the building is 0.70 sec. The isolation system should provide effective isolated periods of T_D = 2.4 and T_M = 2.7 sec, respectively, and a damping of 15% critical. A margin of ±10% variation in stiffness from the mean stiffness values of the isolators is considered acceptable.

Use the step-by-step procedure detailed in Section (4.11.1) to determine the minimum design displacements, minimum lateral forces, and maximum permitted interstory drift ratios according to the UBC-97 requirements.

SOLUTION

Step 1. From Fig. 4.1 (UBC-97, Table 16-I), $Z = 0.40$.
Step 2. Site soil profile category is given as S_E.

Step 3. From Section 4.4.3 (UBC-97, Table 16-U) for $M \geq 7.0$ and SR ≥ 5 mm (0.2 in.), the seismic source type is A.

Step 4. Step 4: From Fig. 4.3 (UBC-97, Tables 16-S) for seismic source type A and closest distance of less than 2 km (1.25 miles), $N_a = 1.5$. Similarly, from Fig. 4.4 (UBC-97, Table 16-T), $N_v = 2.0$.

Step 5. $ZN_v = (0.4)(2.0) = 0.80$. From Fig. 4.5 (UBC-97, Table A-16-D) for $ZN_v \geq 0.50$, $M_M = 1.20$.

TABLE 16-U—SEISMIC SOURCE TYPE[1]

SEISMIC SOURCE TYPE	SEISMIC SOURCE DESCRIPTION	SEISMIC SOURCE DEFINITION[2]	
		Maximum Moment Magnitude, M	Slip Rate, SR (mm/year)
A	Faults that are capable of producing large magnitude events and that have a high rate of seismic activity	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5$
B	All faults other than Types A and C	$M \geq 7.0$ $M < 7.0$ $M \geq 6.5$	$SR < 5$ $SR > 2$ $SR < 2$
C	Faults that are not capable of producing large magnitude earthquakes and that have a relatively low rate of seismic activity	$M < 6.5$	$SR \leq 2$

TABLE 16-S—NEAR-SOURCE FACTOR N_a[1]

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE[2,3]		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

TABLE 16-T—NEAR-SOURCE FACTOR N_v[1]

SEISMIC SOURCE TYPE	CLOSEST DISTANCE TO KNOWN SEISMIC SOURCE[2,3]			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

TABLE A-16-D—MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE RESPONSE COEFFICIENT, M_M

DESIGN BASIS EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY, ZN_v	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE RESPONSE COEFFICIENT, M_M
0.075	2.67
0.15	2.0
0.20	1.75
0.30	1.50
0.40	1.25
≥ 0.50	1.20

Step 6. For $Z = 0.4$ and soil type S_E from Fig. 4.6 (UBC-97, Table 16-R), $C_V = C_{VD} = 0.96N_v = 0.96(2.0) = 1.92$. Similarly, from Fig. 4.7 (UBC-97, Table 16-Q), and 16-Q), $C_A = C_{AD} = 0.36N_a = 0.36(1.5) = 0.54$.

Step 7. $M_M ZN_v = (1.20)(0.40)(2.0) = 0.96 > 0.40$ and $M_M ZN_a = (1.20)(0.40)(1.5) = 0.72 > 0.40$. From Fig. 4.8 (UBC-97, Table A-16-G), $C_{VM} = 2.4M_M ZN_v = 2.4(0.96) = 2.30$. Similarly, from Fig. 4.9 (UBC-97, Table A-16-F), $C_{AM} = 0.9M_M ZN_a = 0.9(0.72) = 0.65$.

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_a

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	See Footnote 1				

TABLE A-16-G—SEISMIC COEFFICIENT, C_{VM}[1]

SOIL PROFILE TYPE	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY M_MZN_v				
	M_MZN_v = 0.075	M_MZN_v = 0.15	M_MZN_v = 0.20	M_MZN_v = 0.30	$M_MZN_v \geq 0.40$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8M_MZN_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0M_MZN_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$1.4M_MZN_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$1.6M_MZN_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$2.4M_MZN_v$
S_F	See Footnote 2				

TABLE A-16-F—SEISMIC COEFFICIENT, C_{AM}[1]

SOIL PROFILE TYPE	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY M_MZN_a				
	M_MZN_a = 0.075	M_MZN_a = 0.15	M_MZN_a = 0.2	M_MZN_a = 0.3	$M_MZN_a \geq 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8M_MZN_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0M_MZN_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$1.0M_MZN_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$1.1M_MZN_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.9M_MZN_a$
S_F	See Footnote 2				

Step 8. For reinforced-concrete shear wall system from Table 4.1 (UBC-97, Table A-16-E), $R_I = 2.0$.

Step 9. For preliminary design purposes, 15% damping is assumed. Therefore, from Fig. 4.10 (UBC-97, Table A-16-C), $B_D = B_M = 1.35$.

Step 10. T_D and T_M are given as 2.4 and 2.7 sec, respectively.

Step 11. From Eqs. (4.7) and (4.8)

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D,\min} g}}$$

$$2.40 = 2\pi \sqrt{\frac{1600(1000)}{K_{D,\min}(9.81)}} \Rightarrow K_{D,\min} = 1117 \text{ tons/m (63 kips/in.)}$$

$$2.70 = 2\pi \sqrt{\frac{1600(1000)}{K_{M,\min}(9.81)}} \Rightarrow K_{M,\min} = 882 \text{ tons/m (50 kips/in.)}$$

TABLE A-16-E—STRUCTURAL SYSTEMS ABOVE THE ISOLATION INTERFACE[1]

BASIC STRUCTURAL SYSTEM[2]	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R_I	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 × 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels		
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	2.0	65
	b. All other light-framed walls	2.0	65
	2. Shear walls		
	a. Concrete	2.0	160
	b. Masonry	2.0	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	1.6	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load		
	a. Steel	1.6	160
	b. Concrete[3]	1.6	—
	c. Heavy timber	1.6	65
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	2.0	240
	2. Light-framed walls with shear panels		
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	2.0	65
	b. All other light-framed walls	2.0	65
	3. Shear walls		
	a. Concrete	2.0	240
	b. Masonry	2.0	160
	4. Ordinary braced frames		
	a. Steel	1.6	160
	b. Concrete[3]	1.6	—
	c. Heavy timber	1.6	65
	5. Special concentrically braced frames		
	a. Steel	2.0	240

(Continued)

Since we assumed a +10% variation about the mean stiffness values,

$$K_{D,\max} = (1.10)\,\frac{(1117)}{0.90} = 1365 \text{ tons/m (77 kips/in.)}$$

$$K_{M,\max} = (1.10)\,\frac{(882)}{0.90} = 1078 \text{ tons/m (61 kips/in.)}$$

Step 12. From Eqs. (4.2) and (4.3)

$$D_D = \frac{(g/4\pi^2)C_{VD}T_D}{B_D} = \frac{(9.81/4\pi^2)(1.92)(2.4)}{1.35} = 0.85 \text{ m (33.5 in.)}$$

$$D_M = \frac{(g/4\pi^2)C_{VM}T_M}{B_M} = \frac{(9.81/4\pi^2)(2.30)(2.7)}{1.35} = 1.14 \text{ m (45.0 in.)}$$

Now, let us calculate total displacements including torsion. The additional accidental eccentricity required by the code is 5% of the plan dimension perpendicular to loading. Therefore,

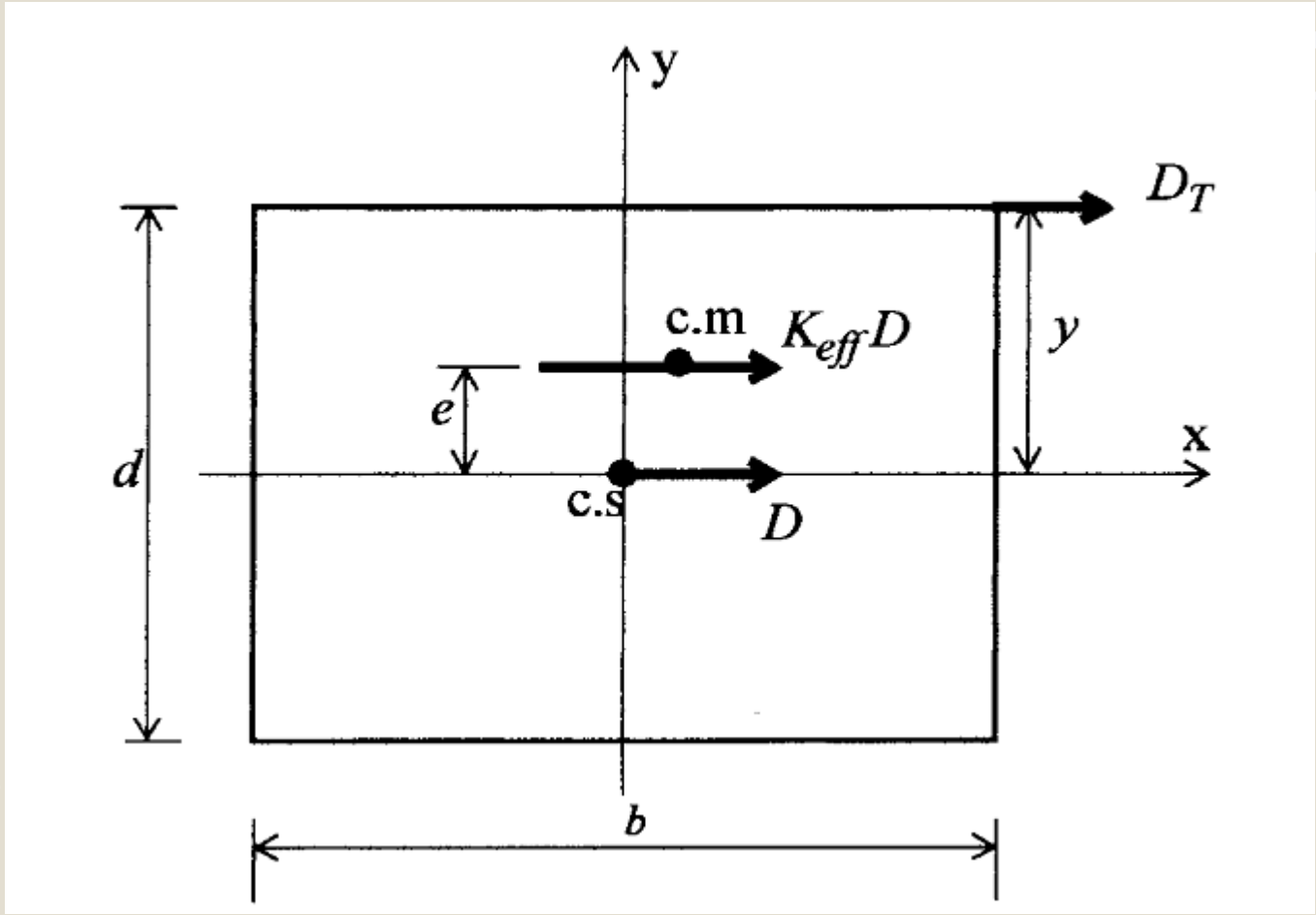
$$e = (0.05)(40.0) + 1.0 = 3.0 \text{ m } (118 \text{ in.})$$

In Eqs. (4.9) and (4.10), the value of the multiplier in both formulas is

$$1 + y\frac{12e}{b^2 + d^2} = 1 + (1.0)\frac{12(3.0)}{40^2 + 20^2} = 1.018$$

Hence

$$D_{TD} = 1.018(0.85) = 0.87 \text{ m } (34 \text{ in.}) \qquad D_{TM} = 1.018(1.14) = 1.16 \text{ m } (46 \text{ in.})$$



Dr. Najjar

Now let us examine the minimum design displacements permitted for dynamic analysis [Eqs. (4.14) and (4.15)]:

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + (T/T_D)^2}} = \frac{0.85}{\sqrt{1 + (0.70/2.40)^2}} = 0.82 \text{ m (32.1 in.)}$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + (T/T_M)^2}} = \frac{1.14}{\sqrt{1 + (0.70/2.70)^2}} = 1.10 \text{ m (43.5 in.)}$$

Step 13. The minimum base shear strength at or below the isolation interface from Eq. (4.11) is

$$V_b = K_{D,\max} D_D = 1365(0.85) = 1160 \text{ tons (2580 kips)} = 73\% \text{ of total weight}$$

and for design of the system and elements above the isolation interface from Eq. (4.12),

$$V_S = \frac{K_{D,\max} D_D}{R_I} = \frac{1365(0.85)}{2.0} = 580 \text{ tons (1290 kips)} = 36\% \text{ of total weight}$$

9- الخاتمة Conclusion:

يتمّ تحليل وتصميم المنشأ المعزول قاعديّاً باستخدام المساند المطّاطيّة وفق المراحل التّالية:

- اختيار وتصميم المساند المطّاطيّة وإيجاد خصائصها الميكانيكيّة، والتّحقّق من قيم تلك الخصائص وفق الكاتالوكات المقدّمة من قبل الشّركات المصنّعة والمُنتجة، وفي هذه المرحلة يتمّ إدخال قيم الخصائص الميكانيكيّة للمساند المطّاطيّة ضمن البرمجيّات المُناسبة وذلك من خلال تعريف سلوك المسند المطّاطي ضمن البرنامج بالاعتماد على أحّد العناصر التي يوفّرها البرنامج المُستخدم.

- تصميم نظام العزل ككل والذي يشمل كافّة المساند المطّاطيّة المُستخدمة والتي تعمل كجملة واحدة في تبديد الطّاقة الزّلزاليّة الدّاخلة إلى المنشأ المعزول قاعديّاً، حيث يتمّ في هذه المرحلة إدخال قيم الخصائص الميكانيكيّة لنظام العزل ككل وذلك كنماذج تحميل Load Patterns ضمن البرمجيّات المُستخدمة.

- اختيار طريقة التّحليل المُناسبة وفق طبيعة المنطقة (الموقع)، طبيعة المنشأ المدروس، وطبيعة نظام العزل المُستخدم.

- تحليل المنشأ المعزول قاعديّاً باستخدام طريقة التّحليل المُناسبة ومن ثمّ قراءة ومقارنة أهمّ النّتائج المتعلّقة بإيجاد قيم كلّ من: الانتقالات الطّابقيّة، الإزاحات الطّابقيّة، التّسارعات الطّابقيّة، قوى القصّ القاعدي، الانتقالات الأعظميّة ضمن نظام العزل القاعدي المطّاطي وغيرها..

Dr. Eng. Dalia Najjar

Question
&
Answer