

The Urgent Need for Increased Robustness of Buildings in Highly Seismic Regions

by Santiago Pujol, Rémy D. Lequesne, and Chungwook Sim

ACI Committee 133, Disaster Reconnaissance, was established to report on the effects of major disasters on concrete construction worldwide and to identify potential design issues requiring code changes. The committee's work has been described by Laughery et al.¹ Previous reconnaissance completed or supported by the committee includes Shah et al.,² Abrahameczyk et al.,³ Sim et al.,⁴ Villalobos et al.,⁵ Alcocer et al.,⁶ and Pujol et al.⁷ The latest reconnaissance effort was completed after the Pazarcik and Elbistan Turkey Earthquake Sequence of 2023.⁸ The implications of the latest field observations, as informed by previous data, are discussed in relation to the future of reinforced concrete (RC) practice. A historical background is provided first to support the discussion that follows.

Historical Context

After the Kanto Earthquake that devastated Tokyo in 1923, buildings designed by Tachū Naito stood out, having survived with minimal damage.⁹ Naito had been a student of Riki Sano, a protege of John Milne. Milne was an English mining engineer who was recruited to teach in Japan as the country was undergoing rapid modernization in the late 1800s, and who is recognized today as one of the founders of engineering seismology. George Howe, a successful American architect working for the steel industry in search for solutions after the earthquake disasters of Santa Barbara (1925) and Long Beach (1933), summarized Naito's ideas as follows⁹:

"The construction must be of the so-called 'rigid' type in order that the building's period of vibration shall be as small as possible."

"In any 'flexible' type, it is a serious problem how to prevent damage to the walls. In 'rigid' construction, damage to the walls does not occur because the amount of deflection is limited..." [Here, 'flexibility' must be interpreted as the

antonym of stiffness and not mixed up with 'deformability' or deformation capacity.]

"At present, majority opinion favors the 'rigid' type. Buildings designed by this method have successfully withstood earthquakes of a highly destructive nature."

"In order that a building may be 'rigid', it must be well braced to resist horizontal forces. Naito accomplishes this by using diagonals, deep knee braces, ... He [also] advocates using ... walls ... constructed of concrete properly reinforced..."

"There is a theory advanced by some engineers that a 'flexible' type of construction would be more economical."

Japan would go on to keep building robust buildings in the tradition of Naito, who became the chairman of the Architectural Institute of Japan in 1954. By 1968, the idea that resilience follows from structural robustness had been put into crisp and simple mathematical terms by Shiga et al.¹⁰ Shiga's formulation, which was based on field data instead of calculation, favored buildings with larger RC walls and columns.

Conversely, by 1959, the Structural Engineers Association of California (SEAOC) had adopted design practices favoring less-stiff structures, and these practices were subsequently included in American building codes.¹¹ It is likely that the divergence between the Japanese and the American approaches was influenced by the unveiling of the acceleration spectrum by M. Biot at Caltech (1932). At a glance, the acceleration spectrum seemed to point in the opposite direction of Naito's recommendations. The apparent economy of the less-stiff structure also made the idea attractive, resulting in a long-lasting divergence between Japanese and American practices. As a result, buildings in Japan (and Chile, where a tradition of building robust wall buildings started in response to earthquakes in the 1930s, and later Colombia and Peru, where Chilean ideas have been

favored over other alternatives) are much more robust than buildings in the numerous countries that have followed the American model, including Turkey.

This article describes trends observed between measures of building robustness and observations of performance collected after 15 earthquakes. These data allow for comparisons between countries that followed the Japanese preference for “stiff” structures and those that built less-stiff structures. Building robustness is quantified using indexes formulated by Hassan and Sozen,¹² who simplified and generalized further the formulation proposed by Shiga et al.¹⁰ Sozen¹³ should also be credited for advocating drift control as the key in building earthquake design after the ideas from SEAOC had become the status quo. Observations from Chile, where buildings have abundant walls occupying an average area wall density of 6% of the typical floor area (area wall density of 3% in each principal floor-plan direction¹⁴), supported the ideas of Sozen,¹³ and so have observations from subsequent reconnaissance efforts.

The Data

The data presented herein include the following events (peak ground velocity [PGV] values and their basis are described in Pujol et al.⁸):

- Japan 1968: PGV = 35 cm/s (13.8 in./s)¹⁰
- Chile 1985: PGV = 35 cm/s (13.8 in./s)¹⁴
- Turkey: Erzincan 1992: PGV = 50 cm/s (19.7 in./s)¹²; Duzce 1999: PGV = 50 cm/s (19.7 in./s)¹⁵; Bingol 2003: PGV = 37 cm/s (14.6 in./s)¹⁶; Pazarcik and Elbistan 2023: PGV = 90 cm/s (35.4 in./s)⁸
- Peru 2007: PGV = 62 cm/s (24.4 in./s)¹⁷
- China 2008: PGV = 30 cm/s (11.8 in./s)¹⁸
- Haiti 2010: PGV = 45 cm/s (17.7 in./s)¹⁹
- New Zealand 2011: PGV = 65 cm/s (25.6 in./s)^{20,21}
- Nepal 2015: PGV = 70 cm/s (27.6 in./s)²
- Ecuador 2016: PGV = 55 cm/s (21.7 in./s)⁵
- Taiwan 2016: PGV = 45 cm/s (17.7 in./s)²²
- Mexico 2017: PGV = 30 cm/s (11.8 in./s)⁶
- South Korea 2017: PGV = 45 cm/s (17.7 in./s)⁴

Surveyed buildings had one to 23 stories, with 90% of the data pertaining to buildings with seven or fewer stories. Except for those in Japan and Chile, most of the surveyed structures were proportioned to exhibit large drifts. Structures in Japan and Chile, on the other hand, were generally much more robust and had many structural walls. In Nepal and Haiti, it is not clear whether design considered lateral demands in all cases. Observations suggest many of the RC buildings surveyed were built without the detailing needed to achieve ductility.

The damage classification system is as follows:

- For the data reported by Shiga et al.¹⁰ from Japan (Tokachi-Oki Earthquake of 1968), severe damage refers to shear failures in columns.
- For the data reported by Riddell et al.¹⁴ from Chile (Vina del Mar Earthquake of 1985), severe damage refers to the

top of a scale used to classify damage.

- In data collected from 1992 onwards, severe damage refers to buildings with structural failures or collapse. In Bingol, shear cracks in short columns with widely spaced ties were classified as severe damage.¹⁶

The surveys have not attempted to cover entire cities or neighborhoods. Instead, surveys have attempted, by and large, to obtain samples including buildings with and without severe damage in zones with evidence of intense ground shaking.

The Indexes

Indexes from Hassan and Sozen¹² were calculated for every structure in the data set: Wall Index (WI), Column Index (CI), and Priority Index (PI). WI is the ratio of the sum of cross-sectional areas of walls in one floor-plan direction to total floor-plan area above the critical level including balconies and penthouses. The cross-sectional area of walls includes RC walls and one-tenth of the area of masonry infill walls bounded by RC elements. The WI assigned to a building is the smaller of the values calculated for two orthogonal floorplan axes. CI is the ratio of one-half of the total column cross-sectional area to total floor-plan area above the critical level, including balconies and penthouses. PI is the sum of WI and CI. These indexes are adapted from Shiga et al.¹⁰ The effects of variations to these definitions, and comparisons with alternative indexes, have been reported by others.^{7,22}

To define these indexes for structures in Japan, relative structural wall and column areas were inferred from a digitized version of a chart published by Shiga and known in Japan as “The Shiga Map.” In other cases, dimensions of structural walls and columns or tabulated summations of cross-sectional areas of structural walls and columns were available from field surveys.

Correlation Between Damage and Robustness

The data from the mentioned surveys are plotted in Fig. 1, which illustrates more than 1600 buildings represented by pairs of values of CI and minimum WI (calculated for the floor-plan direction with a smaller wall index).

The plot shows that buildings with severe damage are concentrated in the quadrant defined by $WI < 0.25\%$ and $CI < 0.25\%$. Another way to separate buildings with severe damage from the rest is with a line at $WI = 0.2\%$. Only nine of the buildings with $WI > 0.2\%$ exhibited severe damage, regardless of CI, reinforcement detailing, or shaking intensity. Separating the data by earthquake site does not change the conclusions, which is remarkable given the span of scenarios that are being considered.

Figure 2 compares what was observed in Turkey in 2023 with what was observed in the other 14 earthquakes. The ordinate for each dot represents the percentage of all buildings exhibiting severe damage (as previously defined) in its respective survey. The abscissa for each dot is the average of the PI values for all buildings surveyed at a given site. Despite the (a) differences in design and construction practices,

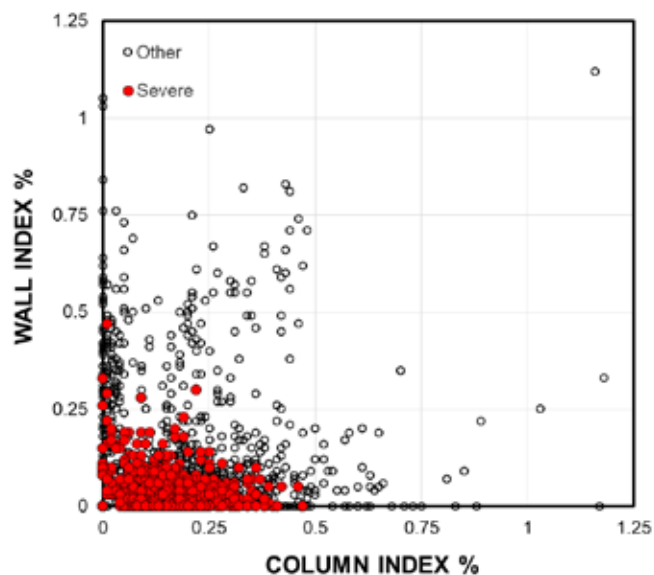


Fig. 1: Wall Index (WI) and Column Index (CI) data plotted for more than 1600 buildings surveyed after 15 earthquakes. Buildings assigned to the severe classification exhibited damage such as shear failures in columns or collapse

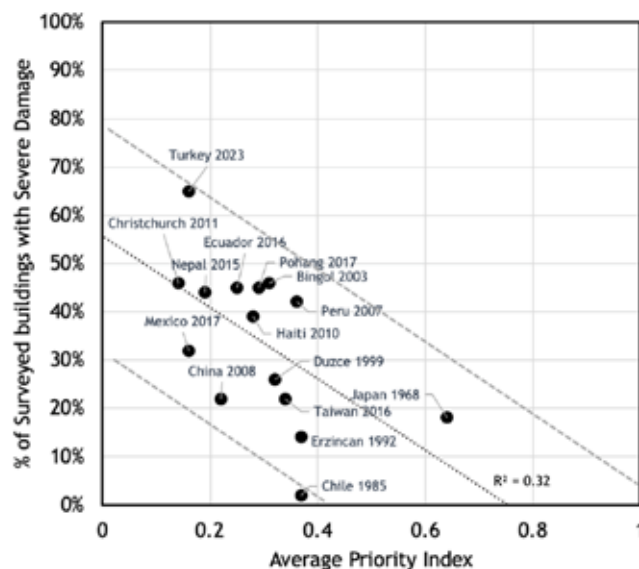


Fig. 2: Percentage of surveyed buildings with severe damage versus average Priority Index (PI)

(b) variations in ground shaking intensity, and (c) plausible lack of uniformity in surveying practices, the figure suggests a strong correlation between damage and PI. In cities where engineers chose to use large and/or numerous columns and structural walls, buildings have performed better, supporting what Naito recommended more than 100 years ago.

Discussion

The data presented support the ideas of Naito and Sozen and suggest that—in absence of rigorous field quality control and exhaustive testing of existing and new reinforcement detailing practices—it would pay off to require a minimum area of structural walls in RC and structural steel buildings in areas of high seismicity. The requirement would help prevent collapses and reduce structural damage, thereby saving lives. It would also result in increased functionality of buildings and cities after earthquakes, thereby reducing population dislocation and increasing community resilience.

In absence of such a requirement, the RC industry also risks losing a large share of the construction market. After the Canterbury earthquakes of 2010-2011, two of every three buildings in the central business district of Christchurch, New Zealand, were demolished. Many of these buildings had RC structures that had been detailed for ductility and thus were designed to drift greatly during earthquakes. The result proved devastating for the Christchurch community and for the trust of that community in RC structures. In many instances, the detailing was acceptable, but the uncertainty among engineers about what to do with buildings with extensive cracking and signs of yielding, generous insurance policies, and a 2-year cordoning of the central district prompted most owners to

claim insurance payouts and build anew using an alternative material. Now 70% of the building floor area rebuilt after the earthquakes is supported by structural steel.²³

Several observations can be made considering this collective experience:

- Innumerable RC buildings are exposed to high seismic hazard in the world;
- After major seismic disasters, the press and social media distribute images that do not portray RC structures well;
- Even if an RC structure survives an earthquake without critical damage, its cracking and spalling—especially in elements that have yielded—will prompt questions from owners and engineers;
- Our profession should redefine the objective of seismic design. Communities rely on functional buildings and infrastructure; trust in the engineering profession is undermined when damage is severe or widespread. Owners and tenants rightfully expect to be able to reoccupy buildings soon after earthquakes, so setting a goal of merely avoiding collapse must be abandoned as an obsolete concept; and
- Excessive time and resources are needed to evaluate, repair, and reopen buildings; this leads to displacement of the population, further straining resources and slowing recovery. In Turkey (2023), many buildings without apparent structural damage that might have been restored were instead scheduled for demolition by government authorities or at the insistence of their occupants because of nonstructural damage. Damage to structural and nonstructural elements must be limited to build trust and allow for faster evaluation, repair, and reuse.

To achieve these performance objectives, the approach to design that allows structures to exhibit large drifts in earthquakes requires; (a) confidence that estimates of future shaking intensity are reliable; and (b) proper design and construction of reinforcement details to accommodate imposed drifts. This approach to design, therefore, is not tolerant of underestimates of demand or errors in design or construction.

The uncertainties involving estimates of plausible future ground motions are overwhelming. The motions recorded in Antakya, Turkey, exceeded the maximum expected for a nominal return period of 2500 years. The same occurred in Christchurch, New Zealand, where buildings today are not being built to meet the demands that were already measured (on the basis that such demands are too unlikely to occur again). In Haiti, although no instruments provided solid information about ground motion intensity, estimates of design intensity available before the earthquake were clearly much lower (0.1g) than the realized intensity. In Tohoku, Japan, the total energy released by the earthquake of 2011 was much larger than what seismologists expected because the total fault rupture was found to be twice as long as forecasted. In Chi-Chi, Taiwan, recorded values of PGV were unprecedented, but similar intensities have now occurred again in 2023 in South Turkey. Engineers must design considering what seismologists estimate, of course, but we

must also factor in the potential consequences of uncertainties/unknowns in those estimates.

We have not tested structural elements under all configurations that are plausible in the field, and earthquakes will keep teaching us how to improve structures. For example, after Chile 2010, the engineering community reexamined how we thought about the deformation capacity of structural walls. “Plastic hinges” were not as long as we expected,²⁴ and lap splices caused strain concentrations that reduced deformability.²⁵

There are reinforcement details that were conceived with strength in mind. In contrast, earthquake response requires deformability. Development lengths and lap splices are a good example of details that were conceived to reach a level of strength instead of a deformation objective. Deformability was assumed to follow from yielding, but no explicit quantification of deformation capacity was used to tune formulations related to bond.

Field observations made in 2023 following the Pazarcik and Elbistan earthquakes in Turkey suggest a need for the following improvements to building code provisions:

- Ordinary walls (walls not classified as “special walls”), which can be used in regions believed to have moderate seismicity and may undergo longitudinal bar yielding, are not required to have confined wall edges (boundary elements). These walls can also have small reinforcement ratios ($\leq 0.25\%$) and lap splices near critical sections. Figure 3 shows damage to a wall with ordinary detailing. Ordinary walls should either be prohibited in regions with moderate seismicity or required to have reinforcement details capable of limiting damage;
- Longitudinal reinforcement in columns and wall boundary elements must be confined within the foundation when located near an edge of the foundation if the bars are expected to yield. If not confined, bars can buckle (Fig. 4), causing spalling and undermining support for the column or wall. ACI CODE-318-19(22)²⁶ requires such confinement in structures assigned to seismic design categories (SDC) D, E, and F, but the requirement should be extended to SDC C because bar yielding is expected;
- The risks of spalling and bar buckling are exacerbated when longitudinal bars are lap spliced immediately above the foundation (Fig. 5), because the stiffer splice region forces rotations to concentrate at the base of the column or wall. Lap splices are also likely to fail when subjected to cyclic inelastic strain demands. Lap splices should not be permitted at the base of intermediate moment-frame columns; and
- Beam longitudinal bars that pass outside the column reinforcement need to be confined to limit spalling damage (Fig. 6) and stiffness loss. ACI CODE-318-19(22) requires this confinement in special moment frame joints, but this requirement should apply to other joints subjected to bar yielding in earthquakes, including “nonparticipating” frames in SDC D, E, and F, and in intermediate moment frames.



Fig. 3: Failure of wall with light lap-spliced vertical reinforcement and no boundary-element confinement, Turkey, 2023



Fig. 4: Failure of column (left) and structural wall (right) without adequate confinement within the foundation near an edge, Turkey, 2023



Fig. 5: Failure of a column without adequate confinement within the foundation near an edge and lap spliced bars immediately above the foundation, Turkey, 2023



Fig. 6: Beam-column joint with unconfined beam reinforcement, Turkey, 2023

In Antakya, after the 2023 Pazarcik and Elbistan earthquake in Turkey, flexible buildings were observed to have excessive residual drifts. The buildings in Fig. 7 were built by one contractor using the same set of drawings. The reinforcement detailing observed in these buildings was better than what was observed in most other buildings in the area. Despite the relatively good detailing, the building in the background that did not collapse had a residual ground-story drift ratio of approximately 6%, and the building in the foreground overturned, likely because of second-order (P-delta) effects.

Some buildings had $WI = 0.6\%$ in one direction and 0.03% in the orthogonal direction (in other words, the wall index was 20 times greater in one direction than the other). Figure 8 shows such a building—it collapsed during the 2023 Pazarcik and Elbistan earthquake. A minimum area of structural walls should be required for each floorplan direction.

The costs associated with increases in robustness are not critical^{25,27-29}; they are unlikely to exceed 1 to 2% of the total building cost (including land value). Compare that with realtor fees (often 5 to 6%) or compounding interest charged by banks. Also, compare the costs of increased robustness to the costs (both financial and in terms of human suffering) of temporarily housing displaced populations, demolishing



Fig. 7: Building that overturned with “better” reinforcement details (foreground), and a building with 6% residual drift ratio (background), Turkey, 2023

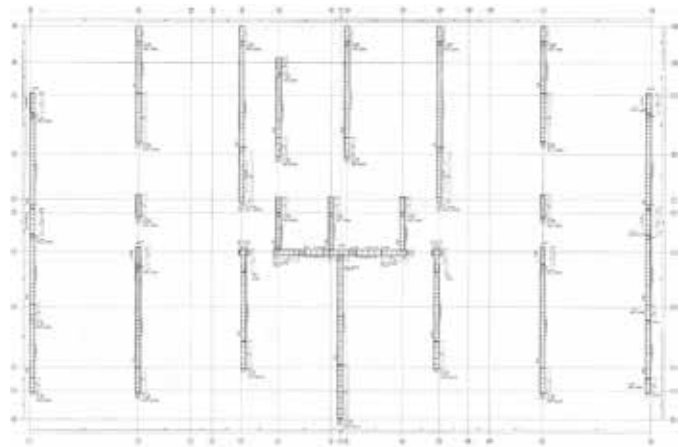


Fig. 8: Floor plan of a tunnel-form building with more structural walls in one direction of the floor plan (Source: drawing available from the public record)

damaged structures, and rebuilding. These enormous costs are often borne by governments, creating long-term budget impacts that affect society beyond the geographical limits of the earthquake effects. If, as the data suggest, modest increases in cost associated with increased robustness can largely prevent severe damage and reduce damage overall, enormous long-term savings are possible.

For all these reasons, we assert that we must switch from structures that drift too much and rely on impeccable detailing (and ideal response) to more robust structures that drift less and give room for error. In that process, however, detailing should not be compromised because that would detract from the benefits of limiting drift demands. Together, these recommendations can be expected to produce safer structures that are more likely to be inhabitable following earthquakes.

Conclusions

If the RC industry does not make an effort to lower drift limits, reduce periods, and/or increase the amount of structural

wall used in structures in highly seismic areas, it is likely that earthquakes will continue to cause widespread damage, harming users and discrediting the industry. A simple alternative is to require structural walls in each floorplan direction to occupy at least 0.2% of the total floor area above ground in buildings with up to 15 stories while retaining requirements for special detailing. Detailing is critical to safeguard against cases where ground motion intensity and resulting drift demands are larger than expected. In taller buildings, the Chilean tradition suggests that a wall density of 3% of the ground-floor area (for each floorplan direction) suffices. Another alternative is to work with the steel industry to lower drift limits currently imposed by the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the International Building Council (IBC). Steel is also vulnerable to deformation and drift, and damage to partitions, façades, and finishes is likely to be high in buildings with story drifts exceeding 1%, regardless of the type of structure supporting them.

References

1. Laughery, L.A.; Puranam, A.Y.; Segura, C.L.; and Behrouzi, A.A., "The Institute's Team for Damage Investigations," *Concrete International*, V. 42, No. 11, Nov. 2020, pp. 32-40.

2. Shah, P.; Pujol, S.; Kreger, M.; and Irfanoglu, A., "2015 Nepal Earthquake," *Concrete International*, V. 39, No. 3, Mar. 2017, pp. 42-49.

3. Abrahamczyk, L.; Penava, D.; Haweyou, M.; Anic, F.; Schultz, A.; and Rautenberg, J., "Assessment of Damage to Modern Reinforced Concrete Buildings – Engineering Analysis of the M6.4 Albania Earthquake, 26th of Nov. 2019," *Proceedings of the 8th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN)*, Athens, Greece, June 28-30, 2021, 15 pp.

4. Sim, C.; Laughery, L.; Chiou, T.C.; and Weng, P.-W., *2017 Pohang Earthquake*, 2018, datacenterhub.org.

5. Villalobos, E.; Sim, C.; Smith-Pardo, J.P.; Rojas, P.; Pujol, S.; and Kreger, M., "April 16, 2016 Ecuador Earthquake Damage Assessment Survey," *Earthquake Spectra*, V. 34, No. 3, Aug. 2018, pp. 1201-1217.

6. Alcocer, S.; Behrouzi, A.; Brena, S.; Elwood, K.; Irfanoglu, A.; Kreger, M.; Lequesne, R.D.; Mosqueda, G.; Pujol, S.; Puranam, A.; Rodriguez, M.; Shah, P.; Stavridis, A.; and Wood, R., "Observations about the Seismic Response of RC Buildings in Mexico City," *Earthquake Spectra*, V. 36, No. 2S, Dec. 2020, pp. 154-174.

7. Pujol, S.; Laughery, L.; Puranam, A.; Hesam, P.; Cheng, L.-H.; Lund, A.; and Irfanoglu, A., "Evaluation of Seismic Vulnerability Indices for Low-Rise Reinforced Concrete Buildings Including Data from the 6 February 2016 Taiwan Earthquake," *Journal of Disaster Research*, V. 15, No. 1, Feb. 2020, pp. 9-19.

ACI Multi-User/Multi-Site Solutions



From a single title, to a custom selection, to ACI's full collection, the American Concrete Institute partners with leading distributors to provide access to the Institute's published content for multiple locations and/or multiple users.

CUSTOMIZABLE COLLECTION
MULTIPLE USERS
MULTIPLE LOCATIONS
BUNDLE WITH OTHER PUBLISHERS



Techstreet

MADCAD.COM



SAI GLOBAL

BSB EDGE¹
stay ahead

Nimonik



American Concrete Institute
Always advancing

www.concrete.org

8. Pujol, S.; Bedirhanoglu, I.; Donmez, C.; Dowgala, J.D.; Eryilmaz-Yildirim, M.; Klaboe, K.; Koroglu, F.B.; Lequesne, R.D.; Ozturk, B.; Pledger, L.; and Sonmez, E., "Quantitative Evaluation of the Damage to RC Buildings Caused by the 2023 Southeast Turkey Earthquake Sequence," *Earthquake Spectra*, V. 40, No. 1, Feb. 2024, pp. 505-530.

9. Howe, G.E., "Requirements for Buildings to Resist Earthquakes," American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 1936.

10. Shiga, T.; Shibata, A.; and Takahashi, T., "Earthquake Damage and Wall Index of Reinforced Concrete Buildings," *Proceedings of the 12th Tohoku District Symposium*, Japan, 1968, pp. 29-32 (in Japanese).

11. Diebold, J.; Moore, K.; Hale, T.; and Mochizuki, G., "SEAOC Blue Book: Seismic Design Recommendations 1959 to 2008," The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Oct. 12-17, 2008, 8 pp.

12. Hassan, F., and Sozen, M.A., "Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 1, Jan.-Feb. 1997, pp. 31-39.

13. Sozen, M.A., "Review of Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings with a View to Drift Control," *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, Turkish National Committee on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1980.

14. Riddell, R.; Wood, S.L.; and De La Llera, J.C., "The 1985 Chile Earthquake: Structural Characteristics and Damage Statistics for the Building Inventory in Vina del Mar," Report No. SRS 534, University of Illinois, Urbana, IL, 1987, 265 pp.

15. Dönmez, C., and Pujol, S., "Spatial Distribution of Damage Caused by the 1999 Earthquakes in Turkey," *Earthquake Spectra*, V. 21, No. 1, Feb. 2005, pp. 53-69.

16. Gur, T.; Pay, A.C.; Ramirez, J.A.; Sozen, M.A.; Johnson, A.M.; and Irfanoglu, A., "Performance of School Buildings in Turkey During the 1999 Düzce and the 2003 Bingöl Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V. 25, No. 2, May 2009, pp. 239-256.

17. Sim, C.; Skok, N.; Irfanoglu, A.; Pujol, S.; Sozen, M.; and Song, C., "Database of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings with Earthquake Damage," 2016, datacenterhub.org.

18. Zhou, W.; Zheng, W.; and Pujol, S., "Seismic Vulnerability of Reinforced Concrete Structures Affected by the 2008 Wenchuan Earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, V. 11, No. 6, Sept. 2013, pp. 2079-2104.

19. O'Brien, P.; Eberhard, M.; Haraldsson, O.; Irfanoglu, A.; Lattanzi, D.; Lauer, S.; and Pujol, S., "Measures of the Seismic Vulnerability of Reinforced Concrete Buildings in Haiti," *Earthquake Spectra*, V. 27, No. 1S, Oct. 2011, pp. 373-386.

20. Kam, W.Y.; Pampanin, S.; and Elwood, K., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) Earthquake," *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering*, V. 44, No. 4, Dec. 2011, pp. 239-279.

21. Pledger, L.; Pujol, S.; and Chandramohan, R., "Investigating the Effect of Stiffness on the Seismic Performance of RC Structures," *Proceedings of the New Zealand Society for Earthquake Engineering 2023 Annual Technical Conference*, Auckland, New Zealand, Apr. 19-21, 2023, 8 pp.

22. Puranam, A.; Irfanoglu, A.; Pujol, S.; Chiou, T.C.; and Hwang, S., "Evaluation of Seismic Vulnerability Screening Indices using Data from the Taiwan Earthquake of 6 February 2016," *Bulletin of Earthquake*

Engineering, V. 17, No. 4, Nov. 2018, pp. 1963-1981.

23. Bruneau, M., and MacRae, G., *Reconstructing Christchurch: A Seismic Shift in Building Structural Systems*, The Quake Centre, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2017, 170 pp.

24. Takahashi, S.; Yoshida, K.; Ichinose, T.; Sanada, Y.; Matsumoto, K.; Fukuyama, H.; and Suwada H., "Flexural Drift Capacity of Reinforced Concrete Wall with Limited Confinement," *ACI Structural Journal*, V. 110, No. 1, Jan.-Feb. 2013, pp. 95-104.

25. Pollalis, W., and Pujol, S., "Development and Splice Lengths for High-Strength Reinforcement Volume II: Drift Capacity of Structural Walls with Lap Splices," Pankow Foundation, Apr. 2020, 135 pp.

26. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI CODE-318-19) (Reapproved 2022)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.

27. García, L.E.; Perez, A.; and Bonacci, J., "Cost Implications of Drift Controlled Design of Reinforced Concrete Buildings," *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996.

28. Pledger, L.; Pujol, S.; and Chandramohan, R., "Reducing Design Drift Limits," *Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE2024)*, Milan, Italy, June 30-July 5, 2024.

29. Boyar, T.B., "Cost Analysis for Earthquake Resilience in Reinforced Concrete Structures," MS thesis, Izmir Institute of Technology, Izmir, Turkey, 2024.

Received and reviewed under Institute publication policies.



Santiago Pujol, FACI, is a Professor of Civil Engineering at University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, and Chair of ACI Committee 133, Disaster Reconnaissance.



Rémy D. Lequesne, FACI, is a Professor of Civil, Environmental, and Architectural Engineering at the University of Kansas, Lawrence, KS, USA. He is a member of several ACI committees including ACI Committee 133, Disaster Reconnaissance, and ACI Subcommittee 318-J, Joints and Connections.



ACI member **Chungwook Sim** is an Associate Professor of Civil and Environmental Engineering at the University of Nebraska-Lincoln, Lincoln, NE, USA. He is a member of ACI Committee 133, Disaster Reconnaissance.

La urgente necesidad de aumentar la robustez de los edificios en regiones de alta sismicidad

Por Santiago Pujol, Rémy D. Lequesne, y Chungwook Sim

El Comité 133 del ACI, Inspección de Desastres, se creó para reportar sobre los efectos de grandes desastres en construcción en concreto en todo el mundo y para identificar posibles problemas de diseño que requieran cambios en los códigos. El trabajo del comité ha sido descrito por Laughery et al.¹. Entre las inspecciones anteriores realizadas o apoyadas por el comité se encuentran las de Shah et al.², Abrahamczyk et al.³, Sim et al.⁴, Villalobos et al.⁵, Alcocer et al.⁶, y Pujol et al.⁷. El último trabajo de inspección se completó después de la secuencia de terremotos de Pazarcik y Elbistan en Turquía de 2023⁸. Se analizan las implicaciones de las últimas observaciones de campo, de acuerdo con las referencias anteriores, en relación con el futuro de la práctica del concreto reforzado (CR). Primero se proporciona un contexto histórico para respaldar la discusión que sigue.

Contexto histórico

Tras el terremoto de Kanto que devastó Tokio en 1923, los edificios diseñados por Tachū Naito se destacaron por haber sobrevivido con daños mínimos⁹. Naito había sido alumno de Riki Sano, pupilo de John Milne. Milne era un ingeniero de minas inglés que fue contratado para enseñar en Japón cuando el país estaba experimentando una rápida modernización a fines del siglo XIX, y que hoy es reconocido como uno de los fundadores de la ingeniería sísmica. George Howe, un exitoso arquitecto estadounidense que trabajaba para la industria del acero en busca de soluciones después de los desastres sísmicos de Santa Bárbara (1925) y Long Beach (1933), resumió las ideas de Naito de la siguiente manera⁹:

“La construcción debe ser del tipo llamado ‘rígido’ para que el período de vibración del edificio sea lo más pequeño posible”.

“Prevenir daños en los muros en cualquier (edificación) tipo ‘flexible’ es un problema serio. En

una construcción “rígida” no se producen daños en los muros porque la deflexión es limitada...” [Aquí, “flexibilidad” se debe interpretar como antónimo de rigidez y no como ‘deformabilidad’ o capacidad de deformación.]

“En la actualidad, la opinión mayoritaria favorece el tipo ‘rígido’. Los edificios diseñados con este método han resistido con éxito terremotos de naturaleza altamente destructiva”.

“Para que un edificio sea ‘rígido’, debe estar bien arriostrado para resistir fuerzas horizontales. Naito logra esto utilizando diagonales, riostras profundas, ... También aboga por utilizar ... muros... construidos de concreto debidamente reforzado...”

“Hay una teoría apoyada por algunos ingenieros de que un tipo de construcción ‘flexible’ sería más económico”.

Japón continuaría construyendo edificios robustos en la tradición de Naito, quien se convirtió en el presidente del Instituto de Arquitectura de Japón en 1954. En 1968, la idea de que la resiliencia se deriva de la robustez estructural había sido expresada en términos matemáticos claros y simples por Shiga et al.¹⁰ La formulación de Shiga, que se basaba en datos de campo en lugar de cálculos, favorecía los edificios con muros y columnas de CR más grandes.

Por el contrario, en 1959, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) había adoptado prácticas de diseño que favorecían estructuras menos rígidas, y estas prácticas se incluyeron posteriormente en los códigos de construcción estadounidenses¹¹. Es probable que la divergencia entre los enfoques japonés y estadounidense fuera influenciada por el desarrollo del espectro de aceleraciones por M. Biot en Caltech (1932). A simple vista, el espectro de aceleraciones se observa que apunta en la dirección opuesta a las recomendaciones de Naito. La aparente economía de las estructuras menos rígidas también hizo que la idea fuera atractiva, lo que dio lugar a una divergencia duradera entre las prácticas japonesas y estadounidenses. Como resultado, los edificios en Japón (y Chile, donde comenzó una tradición de construir edificios con muros robustos en respuesta a los terremotos en la década de 1930, y más tarde en Colombia y Perú, donde las ideas chilenas se han extendido) son mucho más robustos que los edificios de los numerosos países que han seguido el modelo estadounidense, incluida Turquía.

Este artículo describe las tendencias observadas en las medidas de robustez de edificios y las observaciones de desempeño recopiladas después de 15 terremotos. Estos datos permiten hacer comparaciones entre los países que siguieron la preferencia japonesa por estructuras “rígidas” y

aquellos que construyeron estructuras menos rígidas. La robustez de edificios se cuantifica utilizando los índices formulados por Hassan y Sozen¹², quienes simplificaron y generalizaron aún más la formulación propuesta por Shiga et al.¹⁰ También se debe reconocer a Sozen¹³ por defender el control de la deriva como la clave en el diseño de edificios sismo resistentes a pesar de que las ideas de SEAOC se habían convertido en el statu quo. Las observaciones en Chile, donde los edificios tienen abundantes muros que tienen una densidad de muros promedio del 6% de la superficie típica del piso (densidad de muros del 3% en cada dirección principal del plano del piso¹⁴), respaldaron las ideas de Sozen¹³, y también lo han hecho las observaciones de trabajos de investigación posteriores.

Los datos

Los datos presentados aquí incluyen los siguientes eventos (los valores de velocidad máxima del suelo [PGV] y su base se describen en Pujol et al.⁸):

- Japón 1968: PGV = 35 cm/s (13.8 in/s)¹⁰
- Chile 1985: PGV = 35 cm/s (13.8 in/s)¹⁴
- Turquía: Erzincan 1992: PGV = 50 cm/s (19.7 in/s)¹²; Duzce 1999: PGV = 50 cm/s (19.7 in/s)¹⁵; Bingol 2003: PGV = 37 cm/s (14.6 in/s)¹⁶; Pazarcik y Elbistan 2023: PGV = 90 cm/s (35.4 in/s)⁸
- Perú 2007: PGV = 62 cm/s (24.4 in/s)¹⁷
- China 2008: PGV = 30 cm/s (11.8 in/s)¹⁸
- Haití 2010: PGV = 45 cm/s (17.7 in/s)¹⁹
- Nueva Zelanda 2011: PGV = 65 cm/s (25.6 in/s)^{20,21}
- Perú 2007: PGV = 62 cm/s (24.4 in/s)¹⁷
- China 2008: PGV = 30 cm/s (11.8 in/s)¹⁸
- Haití 2010: PGV = 45 cm/s (17.7 in/s)¹⁹
- Nueva Zelanda 2011: PGV = 65 cm/s (25.6 in/s)^{20,21}
- Nepal 2015: PGV = 70 cm/s (27.6 in/s)²
- Ecuador 2016: PGV = 55 cm/s (21.7 in/s)⁵
- Taiwán 2016: PGV = 45 cm/s (17.7 in/s)²²
- México 2017: PGV = 30 cm/s (11.8 in/s)⁶
- Corea del Sur 2017: PGV = 45 cm/s (17.7 in/s)⁴

Los edificios estudiados tenían de uno a 23 pisos, de los cuales el 90% correspondían a edificios con siete pisos o menos. A excepción de los de Japón y Chile, la mayoría de las estructuras estudiadas estaban diseñadas para sufrir grandes derivas. Las estructuras en Japón y Chile, por otro lado, eran generalmente mucho más robustas y tenían muchos muros estructurales. En Nepal y Haití, no está claro si el diseño consideró las demandas laterales en todos los casos. Las observaciones sugieren que muchos de los edificios de concreto reforzado estudiados se

construyeron sin el detallado necesario para lograr ductilidad.

El sistema de clasificación de daños es el siguiente:

- Para los datos informados por Shiga et al.¹⁰ de Japón (Terremoto de Tokachi-Oki de 1968), daño severo se refiere a fallas por corte en columnas.
- Para los datos reportados por Riddell et al.¹⁴ de Chile (Terremoto de Viña del Mar de 1985), daño severo se refiere a un lugar alto en la escala usada para clasificar el daño.
- En los datos recopilados a partir de 1992, daños graves se refieren a edificios con fallas estructurales o colapso. En Bingöl, grietas por cortante en columnas cortas con estribos muy espaciados se clasificaron como daño severo¹⁶.

Las encuestas no han intentado cubrir ciudades enteras o barrios. Por el contrario, han intentado, en general, obtener muestras que incluyan edificios con y sin daños severos en zonas con evidencia de movimientos de tierra de gran intensidad.

Los índices

Se calcularon los índices de Hassan y Sozen¹² para cada estructura del conjunto de datos: el índice de muros (WI), el índice de columnas (CI) y el Índice de Prioridad (PI). El WI es la relación de la suma de las áreas de las secciones transversales de muros en una dirección al área total del piso por encima del nivel crítico, incluidos balcones y áticos. El área de la sección transversal de los muros incluye los muros de CR y una décima parte del área de muros de mampostería rodeados por elementos de CR. El WI asignado a un edificio es el menor de los valores calculados para dos ejes ortogonales. El CI es la relación de la mitad del área de la sección transversal total de las columnas al área total de la planta por encima del nivel crítico, incluyendo balcones y áticos. El PI es la suma de WI y CI. Estos índices se adaptaron de Shiga et al.¹⁰ Otros autores^{7,22} han reportado los efectos de variaciones de estas definiciones y comparaciones con índices alternativos.

Para definir estos índices para estructuras en Japón, las áreas estructurales relativas de muros y columnas se infirieron a partir de una versión digitalizada de un gráfico publicado por Shiga y conocido en Japón como “El mapa de Shiga”. En otros casos, las dimensiones de muros estructurales y columnas o sumas calculadas de las áreas de las secciones transversales de muros y columnas estructurales se obtuvieron de mediciones en campo.

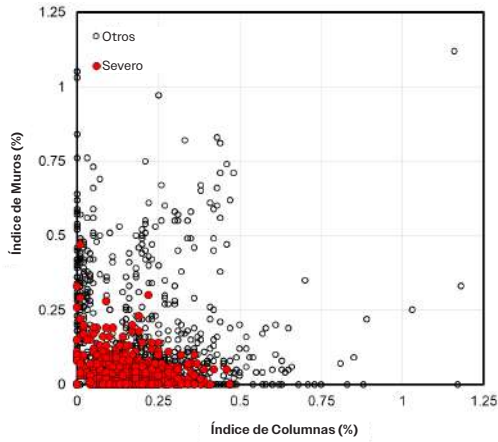


Fig. 1: Datos de Índice de muros (WI) e Índice de columnas (CI) de más de 1600 edificios medidos después de 15 sismos. Edificios calificados con daño “severo” presentaban daños como fallas por cortante en columnas o colapso

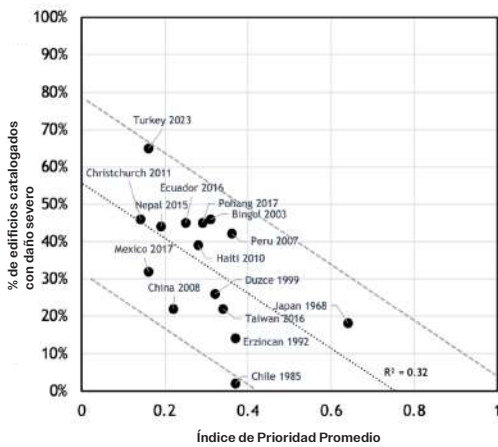


Fig. 2: Porcentaje de edificios medidos con daño severo versus Índice de Prioridad (PI) promedio

Correlación entre daño y robustez

Los datos de las evaluaciones mencionadas se presentan en la Fig. 1, que ilustra más de 1,600 edificios representados por pares de valores de CI y WI mínimo (calculado para la dirección en planta con un índice de muros más pequeño).

La gráfica muestra que los edificios con daños severos están concentrados en el cuadrante definido por $WI < 0.25\%$ e $IC < 0.25\%$. Otra forma de separar edificios con daños graves del resto es con una línea en $WI = 0.2\%$. Sólo nueve de los edificios con $WI > 0.2\%$ sufrieron daños graves, independientemente del CI, detallado del refuerzo o la intensidad del sismo. Separar los datos por sitio del terremoto no cambia las conclusiones, lo cual es notable dada la variedad de escenarios que se están considerando.

La Fig. 2 compara lo observado en Turquía en 2023 con lo observado en los otros 14 sismos. La ordenada de cada punto representa el porcentaje de todos los edificios que exhibieron daños severos (como se definió anteriormente) en su respectiva

evaluación. La abscisa de cada punto es el promedio de los valores de PI para todos los edificios considerados en un sitio determinado. A pesar de (a) las diferencias en las prácticas de diseño y construcción, (b) variaciones en la intensidad del sismo y (c) la plausible falta de uniformidad en las prácticas de evaluación, la figura sugiere una fuerte correlación entre daño y PI. En ciudades donde los ingenieros optaron por utilizar columnas y muros estructurales grandes y/o numerosos, los edificios se han comportado mejor, sustentando lo que Naito recomendó hace más de 100 años.

Discusión

Los datos presentados respaldan las ideas de Naito y Sozen y sugieren que, en ausencia de un control de calidad de campo riguroso y pruebas exhaustivas de las prácticas de detallado de refuerzo existentes y nuevas, valdría la pena exigir un área mínima de muros estructurales en CR y edificios de acero estructural en zonas de alta sismicidad. El requisito ayudaría a prevenir colapsos y reducir el daño estructural, salvando vidas en consecuencia. También daría como resultado una mayor funcionalidad de los edificios y ciudades después de los terremotos, reduciendo así la afectación de la población y aumentando la resiliencia de la comunidad.

A falta de tal requisito, la industria del CR también corre el riesgo de perder una gran parte del mercado de la construcción. Después de los terremotos de Canterbury de 2010-2011, dos de cada tres edificios en el distrito central de negocios de Christchurch, Nueva Zelanda, fueron demolidos. Muchos de estos edificios tenían estructuras de CR con detallado para ductilidad y por tanto proyectados para tener grandes derivas durante los terremotos. El resultado fue devastador para la comunidad de Christchurch y para la confianza de esa comunidad en las estructuras de CR. En muchos casos, el detallado era aceptable, pero la incertidumbre entre los ingenieros sobre qué hacer con edificios con agrietamiento excesivo y signos de fluencia, pólizas de seguro generosas y acordonamiento de 2 años del distrito central llevó a la mayoría de los propietarios a reclamar el pago de seguros y construir de nuevo usando un material alternativo. Ahora el 70% de la superficie de edificios reconstruida después de los terremotos está soportada por acero estructural²³.

Se pueden hacer varias observaciones considerando esta experiencia colectiva:

- Innumerables edificios de CR están expuestos a una alta amenaza sísmica en el mundo;

- Después de grandes desastres sísmicos, la prensa y las redes sociales distribuyen imágenes que no representan bien las estructuras de CR;
- Incluso si una estructura de CR sobrevive a un terremoto sin daños críticos, su agrietamiento y descascaramiento, especialmente en elementos que han fluido, generarán preguntas de parte de propietarios e ingenieros;
- Nuestra profesión debería redefinir el objetivo del diseño sísmico. Las comunidades dependen de edificios e infraestructura funcionales; la confianza en la ingeniería se ve socavada cuando el daño es grave o generalizado. Propietarios e inquilinos esperan, con razón, poder volver a ocupar edificios poco después de los terremotos, por lo que establecer una meta de simplemente evitar el colapso debe abandonarse como un concepto obsoleto; y
- Se necesitan tiempo y recursos excesivos para evaluar, reparar y reabrir edificios; esto provoca el desplazamiento de población, lo que agota aún más los recursos y desacelera la recuperación. En Turquía (2023), muchos edificios sin daño estructural aparente que podrían haberse restaurado fueron programados para demolición por las autoridades gubernamentales ante la insistencia de sus ocupantes debido a daño no estructural. Se debe limitar el daño de elementos estructurales y no estructurales para generar confianza y permitir una evaluación, reparación y reutilización más rápidas.

Para lograr estos objetivos de desempeño el enfoque de diseño que permite que las estructuras exhiban grandes derivas en los terremotos requiere; (a) que las estimaciones de futuras intensidades de los sismos sean confiables; y (b) apropiado diseño y construcción de detalles del refuerzo para acomodar las derivas impuestas. Este enfoque de diseño, por lo tanto, no es tolerante con subestimaciones de la demanda o errores en el diseño o construcción.

Las incertidumbres que involucran estimaciones factibles de futuros movimientos sísmicos son abrumadoras. Los movimientos registrados en Antakya, Turquía, superaron el máximo esperado para un período de retorno nominal de 2,500 años. Lo mismo ocurrió en Christchurch, Nueva Zelanda, donde hoy no se están construyendo edificios que puedan satisfacer las demandas que se midieron (sobre la base de que es muy poco probable que tales demandas ocurran de nuevo). En Haití, aunque no hubo instrumentos que proporcionaran resultados

confiables de la intensidad del movimiento del suelo, estimaciones de la intensidad de diseño, disponibles antes del terremoto, indican que era claramente mucho menor (0.1 g) que la intensidad real. En Tohoku, Japón, la energía total liberada por el terremoto de 2011 fue mucho mayor que la que esperaban los sismólogos porque se descubrió que la ruptura total de la falla fue el doble de lo previsto. En Chi-Chi, Taiwán, los valores registrados de PGV no tenían precedentes, pero ahora se han producido intensidades similares nuevamente en 2023 en el sur de Turquía. Los ingenieros deben diseñar considerando lo que estiman los sismólogos, por supuesto, pero también deben tener en cuenta las posibles consecuencias de las incertidumbres/incógnitas en esas estimaciones.

No hemos ensayado elementos estructurales en todas las configuraciones que son plausibles en la realidad y los terremotos seguirá enseñándonos cómo mejorar las estructuras. Por ejemplo, después de Chile 2010, la comunidad de ingenieros reexaminó lo que pensábamos sobre la capacidad de deformación de los muros estructurales. Las “rótulas plásticas” no eran tan largas como esperábamos²⁴, y los empalmes por traslape causaron concentraciones de esfuerzos que redujeron la capacidad de deformación²⁵.

Hay detalles de refuerzo que fueron concebidos con la resistencia en mente. Sin embargo, la respuesta a un terremoto requiere deformabilidad. Las longitudes de desarrollo y los empalmes por traslape son buenos ejemplos de detalles que fueron concebidos para alcanzar un cierto nivel de resistencia en lugar de un objetivo de deformación. Se suponía que la deformabilidad era consecuencia de la fluencia, pero no se hizo cuantificación explícita de la capacidad de deformación para ajustar las formulaciones relacionadas con adherencia.



Fig. 3: Falla de un muro con empalmes por traslape del refuerzo vertical corto y sin confinamiento del elemento de borde, Turquía, 2023

Observaciones de campo realizadas en 2023 después de los terremotos de Pazarcik y Elbistan en Turquía sugieren la necesidad de las siguientes mejoras a las disposiciones de los códigos de construcción:

- No se requiere que los muros ordinarios (muros no clasificados como “muros especiales”), que se pueden utilizar en regiones que se cree que tienen moderada sismicidad y pueden sufrir fluencia de barras longitudinales, tengan bordes confinados (elementos de borde). Estos muros también pueden tener bajas cuantías de refuerzo ($\leq 0.25\%$) y empalmes por traslape cerca de secciones críticas. La Fig. 3 muestra daños de un muro con detallado común. Los muros ordinarios deberían prohibirse en regiones con sismicidad moderada o deberían tener detalles de refuerzo capaces de limitar los daños;
- El refuerzo longitudinal de columnas y elementos de borde de muros debe estar confinado dentro de la cimentación cuando estén ubicados cerca de un borde de la cimentación si se espera que las barras fluyan. Si no están confinadas, las barras pueden pandearse (Fig. 4), causando descascaramiento afectando el soporte de columnas o muros. El Código ACI-318-19(22)²⁶ requiere tal confinamiento en estructuras para las categorías (SDC) D, E y F, pero el requisito debe extenderse a la categoría (SDC) C porque se espera fluencia de las barras;
- Los riesgos de descascaramiento y de pandeo de las barras se exageran cuando las barras longitudinales se empalman inmediatamente encima de la cimentación (Fig. 5), porque la región de empalme más rígida fuerza la concentración de rotación en la base de la columna o muro. También es probable que los empalmes por traslape fallen cuando se los somete a demandas de deformación inelásticas cíclicas. No se deben permitir empalmes por traslape en la base de columnas de pórticos intermedios resistentes a momento; y

- Las barras longitudinales de viga que pasan fuera de la columna deben confinarse para limitar el daño por descascaramiento (Fig. 6) y la pérdida de rigidez. El Código ACI-318-19(22)²⁶ requiere este confinamiento en nudos de pórticos especiales resistentes a momento, pero este requisito debería aplicarse a otros nudos sujetos a fluencia de las barras en caso de sismo incluyendo los pórticos “no participantes” en categorías (SDC) D, E y F, y en pórticos intermedios resistentes a momento.



Fig. 4: Falla de una columna (izquierda) y de un muro estructural (derecha) sin confinamiento adecuado dentro de la cimentación cerca de un borde, Turquía, 2023



Fig. 5: Falla de una columna sin confinamiento adecuado dentro de la cimentación cerca de un borde y empalmes por traslape inmediatamente arriba de la cimentación, Turquía, 2023



Fig. 6: Nudo viga-columna con el refuerzo de la viga no confinado, Turquía, 2023

En Antakya, tras el terremoto de Pazarcik y Elbistan de 2023 en Turquía, se observó que los edificios flexibles tenían derivas residuales excesivas. Los edificios de la Fig. 7 fueron construidos por un contratista utilizando el mismo conjunto de planos. Los detalles de refuerzo observados en estos edificios eran mejores que los observados en la mayoría de los demás edificios de la zona. A pesar del relativamente buen detallado, el primer piso del edificio en el fondo, que no se derrumbó, tenía una deriva residual de aproximadamente 6%, mientras que el edificio en primer plano colapsó, probablemente debido a efectos de segundo orden (P-delta).

Algunos edificios tenían un $WI = 0.6\%$ en una dirección y 0.03% en la dirección ortogonal (en otras palabras, el índice de muros fue 20 veces mayor en una dirección que en la otra). La Fig. 8 muestra un edificio de este tipo: se derrumbó durante el terremoto de Pazarcik y Elbistan de 2023. Se debería requerir un área mínima de muros estructurales para cada dirección en planta.

Los costos asociados al aumento de la robustez no son críticos^{25,27-29}; es poco probable que excedan del 1 al 2% del costo total de construcción (incluido el valor del terreno). Compárese esto con los honorarios del agente inmobiliario (a menudo del 5 al 6%) o con el interés compuesto cobrado por los bancos. Además, compárese los costos de una mayor robustez con los costos (tanto financieros como en términos de sufrimiento humano) de albergar temporalmente a poblaciones desplazadas, demoler estructuras dañadas y reconstrucción. Estos enormes costos a menudo corren a cargo de los gobiernos, creando impacto en los presupuestos a largo plazo que afectan a la sociedad más allá de los límites geográficos de los efectos del terremoto. Si, como sugieren los datos, modestos aumentos en el costo asociados a una mayor robustez pueden prevenir en gran medida daños graves y reducir los daños en general, son posibles enormes ahorros a largo plazo.

Por todas estas razones, afirmamos que debemos pasar de estructuras que sufren grandes desplazamientos que dependen de detalles impecables (y de una respuesta ideal) a estructuras más robustas que se desplazan menos y permiten cierto margen de error. En ese proceso, sin embargo, el detallado no debería verse comprometido porque eso restaría valor a los beneficios de limitar las demandas de deriva. Juntas, estas recomendaciones, se puede esperar que produzcan estructuras más seguras que tienen más probabilidades de ser habitables después de un terremoto.



Fig. 7: Edificio con “mejor” detallado que se volcó (adelante) y edificio con deriva residual del 6% (atrás), Turquía, 2023.

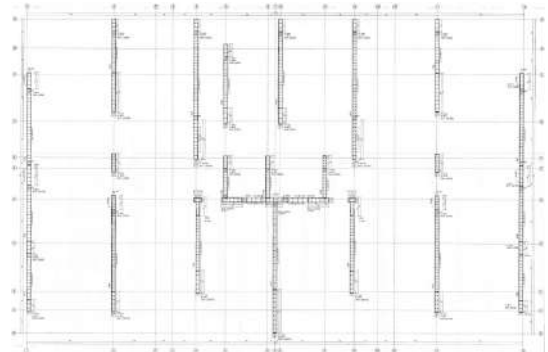


Fig. 8: Planta de un edificio con formaleta tipo túnel con más muros estructurales en una dirección que en la otra (Fuente: plano disponible de registros públicos)

Conclusiones

Si la industria de CR no se esfuerza por reducir los límites de las derivas y/o aumentar la cantidad de muros estructurales en áreas altamente sísmicas, es probable que los terremotos sigan causando daños generalizados, perjudicando a los usuarios y desacreditando a la industria. Una alternativa es requerir que los muros estructurales en cada dirección en planta ocupen al menos el 0.2% del área total de piso sobre el terreno en edificios hasta de 15 pisos conservando los requisitos de detallado especiales. El detallado es fundamental como salvaguarda en casos en los que la intensidad del movimiento del suelo y las demandas de deriva resultantes sean mayores de lo esperado. En edificios más altos, la tradición chilena sugiere que una densidad de muro de 3% del área de la primera planta (para cada dirección del plano) es suficiente. Otra alternativa es trabajar con la industria del acero para reducir los límites de deriva actualmente impuestos por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y el Consejo Internacional de Construcción (IBC). El acero también es vulnerable a deformaciones y derivas, y es probable que daños en tabiques, fachadas y acabados sean altos en edificios con derivas de piso superiores al 1%, independientemente del tipo de estructura que los soporte.

Referencias

1. Laughery, L.A.; Puranam, A.Y.; Segura, C.L.; and Behrouzi, A.A., "The Institute's Team for Damage Investigations," *Concrete International*, V. 42, No. 11, Nov. 2020, pp. 32-40.
2. Shah, P.; Pujol, S.; Kreger, M.; and Irfanoglu, A., "2015 Nepal Earthquake," *Concrete International*, V. 39, No. 3, Mar. 2017, pp. 42-49.
3. Abrahamczyk, L.; Penava, D.; Haweyou, M.; Anic, F.; Schultz, A.; and Rautenberg, J., "Assessment of Damage to Modern Reinforced Concrete Buildings – Engineering Analysis of the M6.4 Albania Earthquake, 26th of Nov. 2019," Proceedings of the 8th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn), Athens, Greece, June 28-30, 2021, 15 pp.
4. Sim, C.; Laughery, L.; Chiou, T.C.; and Weng, P.-W., 2017 Pohang Earthquake, 2018, datacenterhub.org.
5. Villalobos, E.; Sim, C.; Smith-Pardo, J.P.; Rojas, P.; Pujol, S.; and Kreger, M., "April 16, 2016 Ecuador Earthquake Damage Assessment Survey," *Earthquake Spectra*, V. 34, No. 3, Aug. 2018, pp. 1201-1217.
6. Alcocer, S.; Behrouzi, A.; Brena, S.; Elwood, K.; Irfanoglu, A.; Kreger, M.; Lequesne, R.D.; Mosqueda, G.; Pujol, S.; Puranam, A.; Rodriguez, M.; Shah, P.; Stavridis, A.; and Wood, R., "Observations about the Seismic Response of RC Buildings in Mexico City," *Earthquake Spectra*, V. 36, No. 2S, Dec. 2020, pp. 154-174.
7. Pujol, S.; Laughery, L.; Puranam, A.; Hesam, P.; Cheng, L.-H.; Lund, A.; and Irfanoglu, A., "Evaluation of Seismic Vulnerability Indices for Low-Rise Reinforced Concrete Buildings Including Data from the 6 February 2016 Taiwan Earthquake," *Journal of Disaster Research*, V. 15, No. 1, Feb. 2020, pp. 9-19.
8. Pujol, S.; Bedirhanoglu, I.; Donmez, C.; Dowgala, J.D.; Eryilmaz Yildirim, M.; Klaboe, K.; Koroglu, F.B.; Lequesne, R.D.; Ozturk, B.; Pledger, L.; and Sonmez, E., "Quantitative Evaluation of the Damage to RC Buildings Caused by the 2023 Southeast Turkey Earthquake Sequence," *Earthquake Spectra*, V. 40, No. 1, Feb. 2024, pp. 505-530.
9. Howe, G.E., "Requirements for Buildings to Resist Earthquakes," American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 1936.
10. Shiga, T.; Shibata, A.; and Takahashi, T., "Earthquake Damage and Wall Index of Reinforced Concrete Buildings," Proceedings of the 12th Tohoku District Symposium, Japan, 1968, pp. 29-32 (in Japanese).
11. Diebold, J.; Moore, K.; Hale, T.; and Mochizuki, G., "SEAOC Blue Book: Seismic Design Recommendations 1959 to 2008," The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Oct. 12-17, 2008, 8 pp.
12. Hassan, F., and Sozen, M.A., "Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 1, Jan.-Feb. 1997, pp. 31-39.
13. Sozen, M.A., "Review of Earthquake Response of Reinforced Concrete Buildings with a View to Drift Control," Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Turkish National Committee on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, 1980.
14. Riddell, R.; Wood, S.L.; and De La Llera, J.C., "The 1985 Chile Earthquake: Structural Characteristics and Damage Statistics for the Building Inventory in Vina del Mar," Report No. SRS 534, University of Illinois, Urbana, IL, 1987, 265 pp.
15. Dönmez, C., and Pujol, S., "Spatial Distribution of Damage Caused by the 1999 Earthquakes in Turkey," *Earthquake Spectra*, V. 21, No. 1, Feb. 2005, pp. 53-69.
16. Gur, T.; Pay, A.C.; Ramirez, J.A.; Sozen, M.A.; Johnson, A.M.; and Irfanoglu, A., "Performance of School Buildings in Turkey During the 1999 Düzce and the 2003 Bingöl Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V. 25, No. 2, May 2009, pp. 239-256.
17. Sim, C.; Skok, N.; Irfanoglu, A.; Pujol, S.; Sozen, M.; and Song, C., "Database of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings with Earthquake Damage," 2016, datacenterhub.org.
18. Zhou, W.; Zheng, W.; and Pujol, S., "Seismic Vulnerability of Reinforced Concrete Structures Affected by the 2008 Wenchuan Earthquake," *Bulletin of Earthquake Engineering*, V. 11, No. 6, Sept. 2013, pp. 2079-2104.
19. O'Brien, P.; Eberhard, M.; Haraldsson, O.; Irfanoglu, A.; Lattanzi, D.; Lauer, S.; and Pujol, S., "Measures of the Seismic Vulnerability of Reinforced Concrete Buildings in Haiti," *Earthquake Spectra*, V. 27, No. 1S, Oct. 2011, pp. 373-386.
20. Kam, W.Y.; Pampanin, S.; and Elwood, K., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) Earthquake," *Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering*, V. 44, No. 4, Dec. 2011, pp. 239-279.
21. Pledger, L.; Pujol, S.; and Chandramohan, R., "Investigating the Effect of Stiffness on the Seismic Performance of RC Structures," Proceedings of the New Zealand Society for Earthquake Engineering 2023 Annual Technical Conference, Auckland, New Zealand, Apr. 19-21, 2023, 8 pp.
22. Puranam, A.; Irfanoglu, A.; Pujol, S.; Chiou, T.C.; and Hwang, S., "Evaluation of Seismic Vulnerability Screening Indices using Data from the Taiwan Earthquake of 6 February 2016," *Bulletin of Earthquake Engineering*, V. 17, No. 4, Nov. 2018, pp. 1963-1981.
23. Bruneau, M., and MacRae, G., *Reconstructing Christchurch: A Seismic Shift in Building Structural Systems*, The Quake Centre, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2017, 170 pp.
24. Takahashi, S.; Yoshida, K.; Ichinose, T.; Sanada, Y.; Matsumoto, K.; Fukuyama, H.; and Suwada, H., "Flexural Drift Capacity of Reinforced Concrete Wall with Limited Confinement," *ACI Structural Journal*, V. 110, No. 1, Jan.-Feb. 2013, pp. 95-104.
25. Pollalis, W., and Pujol, S., "Development and Splice Lengths for High-Strength Reinforcement Volume II: Drift Capacity of Structural Walls with Lap Splices," Pankow Foundation, Apr. 2020, 135 pp.

26. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI CODE-318-19) (Reapproved 2022)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
27. García, L.E.; Perez, A.; and Bonacci, J., "Cost Implications of Drift Controlled Design of Reinforced Concrete Buildings," 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, June 23-28, 1996.
28. Pledger, L.; Pujol, S.; and Chandramohan, R., "Reducing Design Drift Limits," Proceedings of the 18th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE2024), Milan, Italy, June 30-July 5, 2024.
29. Boyar, T.B., "Cost Analysis for Earthquake Resilience in Reinforced Concrete Structures," MS thesis, Izmir Institute of Technology, Izmir, Turkey, 2024. Received and reviewed under Institute publication policies.

Santiago Pujol, FACI, es profesor de ingeniería civil en la Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, y director del Comité ACI 133, Investigación de Desastres.



Rémy D. Lequesne, FACI, es Profesor de Ingeniería Civil, Ambiental y Arquitectónica en la Universidad de Kansas, Lawrence, KS, USA. Es miembro de varios comités de ACI, incluido el Comité ACI 133, Investigación de Desastres y el Subcomité ACI 318-J, nudos y conexiones.



Chungwook Sim, miembro ACI, es Profesor Asociado de Ingeniería Civil y Ambiental en la Universidad de Nebraska-Lincoln, Lincoln, NE, USA. Es miembro del Comité ACI 133, Investigación de Desastres.



Título original en inglés:
The Urgent Need for Increased Robustness of Buildings in Highly Seismic Regions

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo Colombia



Traductor y Revisor Técnico:
Pedro Nel Quiroga, Ph. D