

Understanding the Mysterious Overstrength of Post-Tensioned Flexural Members

Have we been missing something?

by K. Dirk Bondy, Ken Bondy, and Bryan Allred

In 1986, Bijan Aalami and Florian Barth produced the document, “Restraint Cracks and Their Mitigation in Unbonded Post-Tensioned Building Structures,”¹ and presented it at the ACI Concrete Convention in Baltimore, MD, USA. Regarding the potential loss of flexural strength due to restraint, the authors stated, “In summary, it is concluded that [restraint] cracks in actual slabs do not significantly reduce the ultimate [flexural] strength capacity of a section and hence its factor of safety against failure.”¹

This was accepted by the design community for many reasons, but primarily because it matched the observed performance of post-tensioned (PT) slabs and beams that had experienced restraint cracking. The conclusion was also supported by the testing of PT members in both actual building applications and laboratories, which regularly demonstrated significantly more flexural capacity than predicted using traditional methods, with and without restraint cracking.

To the best of our knowledge, no serious attempt has been made to quantify the observed overstrength of PT flexural members. It was good enough for practicing engineers to know that we had more flexural capacity than our calculations predicted, and that we did not need to concern ourselves with the effects of restraint cracking on flexural strength.

However, with the exploding popularity of post-tensioning and the influx of designers and various software options, we have noted a resurgence of concerns about restraint cracking and its effect on flexural capacity, mainly raised by the software developers themselves. The purpose of this article is to explain why we have so much additional capacity in PT flexural members than our calculations predict, and to reassure practicing engineers that restraint cracking should not be a concern with respect to flexural strength.

We will begin with our conclusion, then explain the proof of our argument. Our conclusion is that traditional flexural capacity design calculations in textbooks and common design software already include the assumption of full restraint. Unlike the design of concrete columns that use axial compression to generate an axial force and bending moment (P - M) interaction diagram, where nominal axial compression clearly increases the section’s moment capacity, the benefit of axial compression is ignored in the flexural design of PT slabs and beams. In other words, for flexural capacity, the section is assumed to have zero precompression—consistent with 100% restraint. This should not be confused with how we calculate service stresses in PT concrete members. In that analysis, we include the precompression axial force, but that is a different discussion.

Fully Restrained Members versus Members with No Restraint

Consider the simply supported PT member represented by the free body diagrams (FBDs) in Fig. 1(a). This figure represents the current state of flexural capacity design in textbooks and most software. The axial precompression is not used in the calculation of the flexural strength of the member, which therefore represents a fully restrained member. The precompression force is resisted by the abutments and never translates in compression to the member itself.

Figure 1(b) represents the same section, but under the assumption there is no loss of precompression due to restraint. The axial compression force is directly applied to the beam, so the sum of forces at the section cut must equal the precompression load. Similar to a concrete column interaction diagram, if the axial load is included, the calculated moment

capacity of the section will typically be greater, and often substantially greater. What sometimes confuses engineers and students is that in the FBDs in Fig. 1(a), the sum of forces in the horizontal direction is zero; however, in the FBDs in Fig. 1(b), the sum of forces in the horizontal direction is F , the axial compression.

Let us take a closer look at the cross section of each of these conditions.

The nominal moment capacity using the typical model in Fig. 2(a) is calculated as

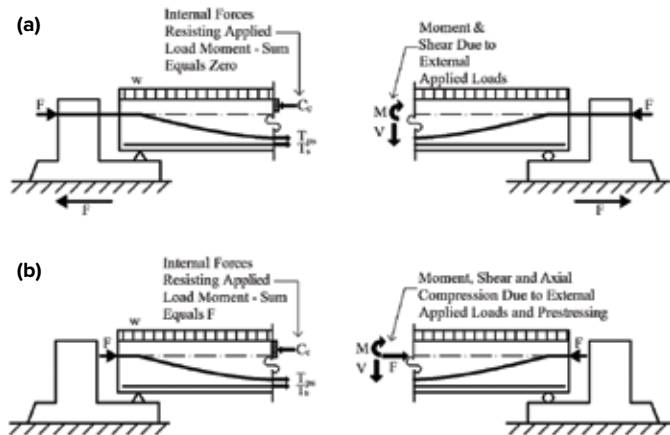


Fig. 1: Schematic of: (a) the internal forces resisting the applied load moment M . The precompression force F is assumed to be zero in traditional design; and (b) the internal forces resisting M . F is present throughout the beam (no loss due to restraint assumed)

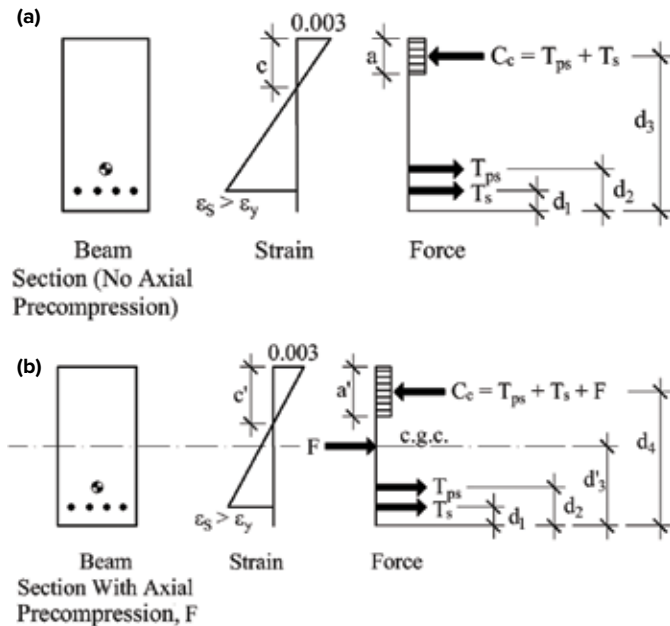


Fig. 2: Schematic of: (a) traditional model used for determining moment capacity (precompression is ignored); and (b) interaction model including axial precompression

$$M_n = C_c(d_3) - T_{ps}(d_2) - T_s(d_1)$$

This is the typical, classic model used in most textbooks and computer software programs.

The nominal moment capacity using the model including axial compression in Fig. 2(b) is calculated as

$$M_n = C_c(d_4) - F(d_3') - T_{ps}(d_2) - T_s(d_1)$$

In this model, for most values of precompression normally used in beams and slabs, the nominal moment capacity will be greater than it is for the same section in Fig. 2(a). A review of column interaction diagrams will help remind the reader why that is.

Review of Column Interaction Diagrams

It is helpful when explaining the topic of flexural strength and restraint to remind students how concrete column interaction diagrams are produced (refer to Fig. 3). A thorough understanding of interaction diagrams greatly clarifies the actual moment capacity of PT concrete members. In both columns and prestressed concrete flexural members, there is an axial load that contributes to the flexural capacity of the member. This is well understood and has been an accepted method of analysis for column design for generations.

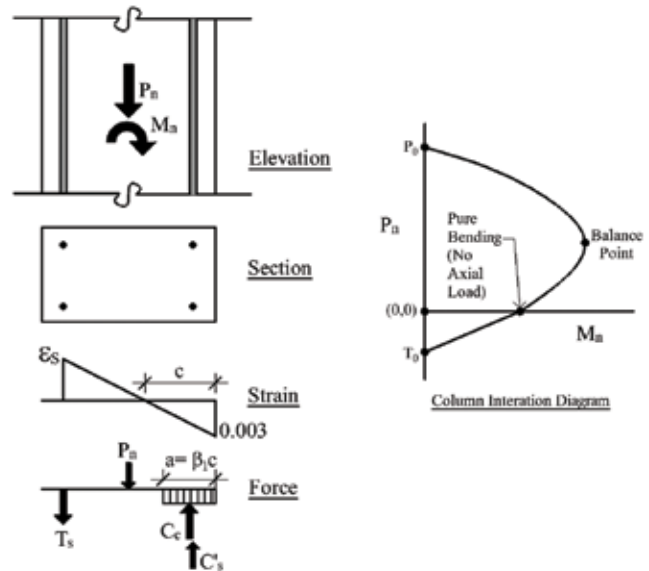


Fig. 3: Column interaction diagram

Recall that a column interaction diagram is typically generated by sweeping the neutral axis c from zero to the full depth of the member. At each value of c in the sweep, the strain in the reinforcement is calculated, as is the associated stress and force. The compression force in the concrete is a function of the neutral axis depth because the stress block depth a is $\beta_1 c$. This establishes the force in the concrete. The sum of these forces at any c will not be zero, but instead equal to the value of P_n acting at the centroid. Once P_n is known, a simple sum of moments about any point gives M_n . This results in one P - M point on the interaction diagram.

As can be observed by looking at the interaction diagram, lower levels of axial load increase the moment capacity of the member, and this increase can be very significant approaching the balance point.

In PT concrete, we know the value of the axial load, so we do not need to calculate it. If we choose to include it in the calculation of moment capacity, we could easily do that, as was shown in Fig. 2.

The inclusion of the axial load in the calculation will increase the flexural capacity of the member. However, this is not standard practice in textbooks or most common software programs. At some point in history, post-tensioners decided conservatively not to include the axial load in this calculation. This is likely because restraint was known to occur, and by neglecting the precompression axial load, this would always be conservative regardless of the amount of restraint.

Two-Way Slab Example

Consider the following very typical two-way PT parking slab design:

Slab thickness: 8 in.

Tributary width: 23 ft 0 in.

Number of 1/2 in. diameter tendons: 14

Concrete compressive strength f'_c : 5000 psi

Tendon f_{pu} : 270 ksi

Tendons f_{ps} : 198.4 ksi

Tendon f_{se} (after losses): 174 ksi

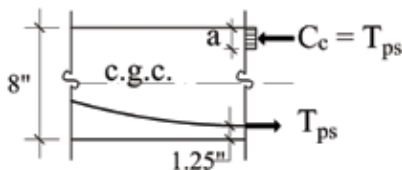
Precompression force $F = A_{ps}(f_{se}) = 14(0.153 \text{ in.}^2)(174 \text{ ksi}) = 372.7 \text{ kip}$

Precompression stress: $372.7 \text{ kip} (23 \text{ ft} \times 12 \times 8 \text{ in.}) = 0.169 \text{ ksi}$

Concrete cover to tendons: 1 in.

Calculate the nominal flexural strength at the positive moment at midspan using the following methods:

(a) The traditional method (precompression is ignored)



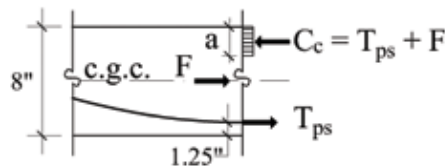
$$T_{ps} = A_{ps}(f_{ps}) = 14(0.153 \text{ in.}^2)(198.4 \text{ ksi}) = 425 \text{ kip}$$

$$C_c = T_{ps} = 425 \text{ kip}$$

$$a = \frac{425 \text{ kip}}{0.85(23 \text{ ft} \times 12)(5 \text{ ksi})} = 0.36 \text{ in.}$$

$$M_n = C_c(8 \text{ in.} - 1.25 \text{ in.} - a/2)/12 = 425 \text{ kip} (6.75 \text{ in.} - 0.36 \text{ in.}/2)/12 = \underline{232.7 \text{ ft-kip}}$$

(b) The “interaction” method (precompression is included)



$$T_{ps} = A_{ps}(f_{ps}) = 14(0.153 \text{ in.}^2)(198.4 \text{ ksi}) = 425 \text{ kip}$$

$$C_c = T_{ps} + F = 425 \text{ kip} + 372.7 \text{ kip} = 797.7 \text{ kip}$$

$$a = \frac{797.7 \text{ kip}}{0.85(23 \text{ ft} \times 12)(5 \text{ ksi})} = 0.68 \text{ in.}$$

$$M_n = [C_c(8 \text{ in.} - 1.25 \text{ in.} - a/2) - F(4 \text{ in.} - 1.25 \text{ in.})]/12 = [797.7 \text{ kip}(6.75 \text{ in.} - 0.68 \text{ in.}/2) - 372.7 \text{ kip}(2.75 \text{ in.})]/12 = \underline{340.7 \text{ ft-kip}}$$

The calculated nominal moment capacity of the 8 in. slab in the positive moment region increased from 232.7 to 340.7 ft-kip simply by including the axial precompression. This represents a 46% increase in the calculated strength.

How Does the Interaction Method Compare to Test Results?

Historically, the tested flexural strength of PT members (beams and one-way and two-way slabs) has always been significantly greater than the calculated flexural strength using traditional methods without the inclusion of the precompression force. This is usually explained by “catenary effect” assumptions, material strength increases, and so on. However, the difference between tested and calculated flexural strength is so large that these explanations seem to be missing something. We believe that this “something” is the precompression force in the member.

Recently, Taye Ojo and Carin Roberts-Wollmann published a paper titled “Comparison of Post-Tensioned Slabs with Banded-Uniform and Banded-Banded Tendon Arrangements.”² The test results of both specimen types showed that the total loading at failure was approximately 50% greater than the total factored loading used to design the test system. This correlates quite well with our previous analysis with the precompression included in the flexural capacity calculations.

Additionally, to the best of our knowledge, every load test performed on an existing building’s PT floor system has been successful, even when the system has exhibited extensive restraint-to-shortening cracking. This also supports the assertion that traditional design techniques that ignore the precompression force significantly underestimate the actual flexural capacity of the system. The lower bound of our traditional analysis approach to flexural capacity is the fully restrained system.

In Conclusion

The current standard of practice in the calculation of the flexural capacity of PT members (beams and slabs) is to

conservatively ignore the precompression in the member in instructional examples and most commercial software. Precompression is included in the service stress analysis but ignored in the flexural strength calculations. This conservative approach significantly underestimates the actual flexural strength of these members, often by as much as 50%.

We are not proposing any changes to the flexural capacity calculation of PT concrete members. Our goal was to explain why decades of load testing of actual building floor systems and laboratory testing have consistently indicated substantially more capacity than predicted, and to reassure practicing design engineers that restraint cracking will not

result in lower flexural capacity than the calculations predict. In fact, the fully restrained assumption actually matches the traditional flexural capacity calculations.

References

1. Aalami, B.O., and Barth, F.G., "Restraint Cracks and Their Mitigation in Unbonded Post-Tensioned Building Structures," Post-Tensioning Institute, Farmington Hills, MI, 1986, 49 pp.
2. Ojo, T., and Roberts-Wollmann, C., "Comparison of Post-Tensioned Slabs with Banded-Uniform and Banded-Banded Tendon Arrangements," *ACI Structural Journal*, V. 119, No. 4, July 2022, pp. 211-223.

Selected for reader interest by the editors.



K. Dirk Bondy is a practicing Structural Engineer in Newport Beach, CA, USA, and is licensed in multiple states. He is also the President of Seneca Structural Engineering, Inc., a firm specializing in the design of post-tensioned concrete structures. He teaches prestressed concrete design at both the University of California, Los Angeles, Los Angeles, CA; and California Polytechnic State University, San Luis Obispo, CA.



ACI Honorary Member **Ken Bondy** specialized in design and construction of post-tensioned concrete building structures for over 50 years. Now retired, he was a member of ACI Committees 132, Responsibility in Concrete Construction; 318, Structural Concrete Building Code; and 332, Residential Concrete Work, and Joint ACI-ASCE

Committee 423, Prestressed Concrete. He is a Post-Tensioning Institute (PTI) "Legend of Post-Tensioning" as well as an Honorary Lifetime Member and Fellow. He received his BS and MS in civil engineering from the University of California, Los Angeles in 1963 and 1964, respectively. He is a licensed civil and structural engineer in California and has been licensed in many other states.



Bryan Allred is Vice President of Seneca Structural Engineering, Inc., Newport Beach, CA. A PTI Fellow, he is a member of the PTI Technical Advisory Board and PTI Committees DC-20, Building Design, and EDC-130, Education; and Joint ACI-ASCE Committee 423, Prestressed Concrete. He is co-author of the book *Post-Tensioned Concrete: Principles and Practice*, fourth edition.

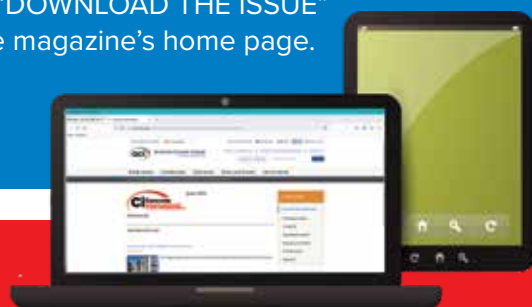
Read
CiOnline
cover-to-cover



American Concrete Institute
Always advancing

A full version of the current issue of *CI* is available to ACI members by logging in at www.concreteinternational.com.

Click "DOWNLOAD THE ISSUE" on the magazine's home page.



Comprendiendo la misteriosa sobrerresistencia de elementos postensados sujetos a flexión

¿Nos hemos estado perdiendo algo?

Por K. Dirk Bondy, Ken Bondy y Bryan Allred

En 1986, Bijan Aalami y Florian Barth elaboraron el documento “Grietas por restricción y su mitigación en estructuras de edificios postensados sin adherencia”,¹ y lo presentaron en la Convención del Concreto del ACI en Baltimore, MD, EE. UU. Con respecto a la posible pérdida de resistencia a flexión debido a restricción, los autores afirmaron: “En resumen, se concluye que las grietas [de restricción] en las losas no reducen significativamente la resistencia final [a flexión] de una sección y, por lo tanto, su factor de seguridad contra fallas”.¹

Esto fue aceptado por la comunidad de diseñadores por muchas razones, pero principalmente porque coincidía con el desempeño observado de losas y vigas postensadas (PT) que habían experimentado agrietamiento por restricción. La conclusión también fue respaldada por los ensayos de elementos de PT tanto en construcciones reales como en laboratorio, que mostraron regularmente una capacidad a flexión significativamente mayor de lo previsto utilizando métodos tradicionales, con y sin agrietamiento por restricción.

Hasta donde sabemos, no se ha hecho ningún intento serio de cuantificar la sobrerresistencia observada de los elementos PT sujetos a flexión. Era suficientemente bueno para los ingenieros saber que teníamos más capacidad a flexión de lo que predecían nuestros cálculos, y que no necesitábamos preocuparnos por los efectos del agrietamiento por restricción en la resistencia a flexión.

Sin embargo, con la popularidad en aumento del postensado y la afluencia de diseñadores y diversas opciones de software, hemos notado un resurgimiento de las preocupaciones sobre el agrietamiento por restricción y su efecto en la capacidad a flexión, planteadas principalmente por los propios desarrolladores de software. El propósito de este artículo es explicar por qué tenemos tanta capacidad en los miembros a flexión PT adicional a la que predicen nuestros cálculos, y asegurar a los ingenieros calculistas que la fisuración por

restricción no debería ser una preocupación con respecto a la resistencia a flexión.

Comenzaremos con nuestra conclusión, luego explicaremos las pruebas de nuestro argumento. Nuestra conclusión es que los cálculos tradicionales de diseño de la capacidad de flexión en los libros de texto y el software de diseño común ya incluyen la suposición de restricción total. A diferencia del diseño de columnas de concreto en el que se usa la compresión axial para generar un diagrama de interacción de fuerza axial y momento flector (P - M), donde la compresión axial nominal aumenta claramente la capacidad a momento de la sección, el beneficio de la compresión axial se ignora en el diseño a flexión de losas y vigas PT. En otras palabras, para la capacidad a flexión, se supone que la sección tiene cero precompresión, lo que es consistente con una restricción del 100%. Esto no debe confundirse con la forma en que calculamos los esfuerzos de servicio en los miembros de concreto PT. En este análisis, incluimos la fuerza axial de precompresión, pero esa es una discusión diferente.

Elementos totalmente restringidos frente a elementos sin restricción

Considérese el elemento PT simplemente apoyado representado por los diagramas de cuerpo libre (DCL) en la Fig. 1 (a). Esta figura representa el estado actual del diseño de la capacidad a flexión en los libros de texto y en la mayoría del software. La precompresión axial no se utiliza en el cálculo de la resistencia a la flexión de la barra, que por lo tanto representa un miembro totalmente restringido. La fuerza de precompresión es resistida por los contrafuertes y nunca se traslada en compresión al propio miembro.

La figura 1 (b) representa la misma sección, pero bajo el supuesto de que no hay pérdida de precompresión debido a restricción. La fuerza de compresión axial se aplica directamente a la viga, por lo que la suma de las fuerzas en la sección debe ser igual a la carga de precompresión. De manera similar a un diagrama de interacción de columnas de concreto, si se incluye la carga axial, la capacidad de momento calculada de la sección será típicamente mayor y, a menudo, sustancialmente mayor. Lo que a veces confunde a ingenieros y estudiantes es que en los DCL de la Fig. 1 (a), la suma de las fuerzas en la dirección horizontal es cero; sin embargo, en los DCL de la Fig. 1 (b), la suma de las fuerzas en la dirección horizontal es F , la compresión axial.

Echemos un vistazo más de cerca de la sección transversal de cada una de estas condiciones.

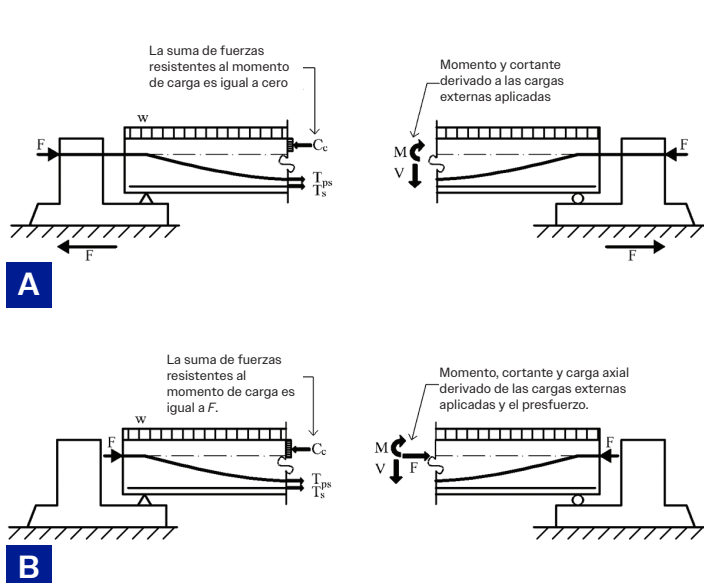


Figura 1. Diagrama esquemático de: (a) las fuerzas internas de resistencia al momento M derivado de la carga aplicada. La fuerza de precompresión F se asume cero en un diseño tradicional; y (b) las fuerzas internas de resistencia al momento M . F está presente a través de toda la viga (No hay pérdidas derivadas de la restricción asumida)

La capacidad de momento nominal utilizando el modelo típico de la Fig. 2 (a) se calcula así:

$$M_n = C_c(d_3) - T_{ps}(d_2) - T_s(d_1)$$

Este es el modelo típico y clásico utilizado en la mayoría de los libros de texto y programas de software.

La capacidad de momento nominal utilizando el modelo que incluye la compresión axial en la Fig. 2 (b) se calcula como:

$$M_n = C_c(d_4) - F(d_3') - T_{ps}(d_2) - T_s(d_1)$$

En este modelo, para la mayoría de los valores de precompresión normalmente utilizados en vigas y losas, la capacidad de momento nominal será mayor que para la misma sección en la Fig. 2 (a). Una revisión de los diagramas de interacción de columnas ayudará al lector a recordar por qué es así.

Revisión de diagramas de interacción de columnas

Al explicar el tema de resistencia a flexión y restricción, es útil recordar a los estudiantes cómo se elaboran los diagramas de interacción de columnas de concreto (ver Fig. 3). Una comprensión profunda de los diagramas de interacción aclara en gran medida la capacidad de momento real de los miembros de concreto PT. Tanto en columnas como en elementos a flexión de concreto presforzado, existe una carga axial que contribuye a la capacidad de flexión del miembro. Esto está bien entendido y ha sido un método de análisis aceptado para el diseño de columnas durante generaciones.

Hay que recordar que un diagrama de interacción

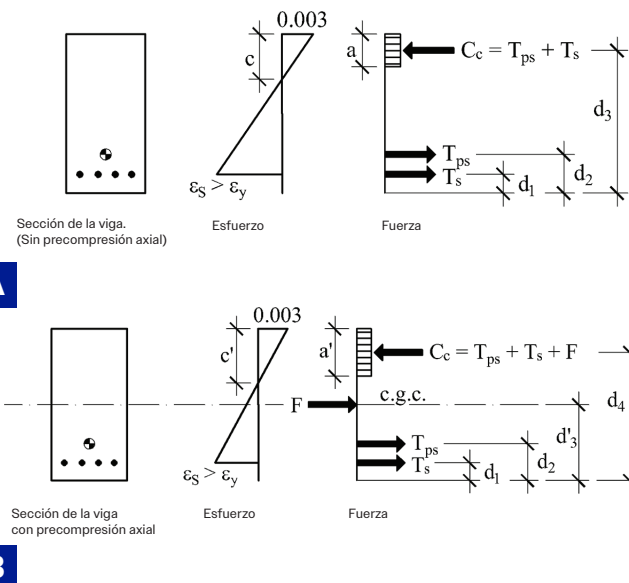


Figura 2. Diagrama esquemático de: (a) modelo tradicional usado para determinar la capacidad de momento (ignorando la precompresión); y (b) modelo de interacción incluyendo la precompresión axial.

de columnas se genera normalmente moviendo el eje neutro C desde cero hasta la profundidad total del miembro. Para cada valor de C , se calcula la deformación en la armadura, así como el esfuerzo y la fuerza asociadas. La fuerza de compresión en el concreto está en función de la profundidad del eje neutro porque la profundidad del bloque de esfuerzos a es $\beta_1 c$. Esto determina la fuerza en el concreto. La suma de estas fuerzas para cualquier c no será cero, sino que será igual al valor de P_n actuando en el centroide. Una vez que se conoce P_n , una simple suma de momentos alrededor de cualquier punto da M_n . Esto da como resultado un punto P - M en el diagrama de interacción.

Como se puede observar en el diagrama de interacción, con baja carga axial los incrementos de esta aumentan la capacidad a momento del elemento, y este aumento puede ser muy significativo cerca al punto de balance.

En concreto PT conocemos el valor de la carga axial, por lo que no necesitamos calcularla. Si elegimos incluirlo en el cálculo de la capacidad de momento, podríamos hacerlo fácilmente, como se muestra en la Fig. 2.

La inclusión de la carga axial en el cálculo aumentará la capacidad de flexión del elemento. Sin embargo, esta no es una práctica estándar en los libros de texto o en los programas de software más comunes. En algún momento de la historia, los profesionales del pos-tensado decidieron de forma conservadora no incluir la carga axial en este cálculo. Esto se debe probablemente a que se sabía que

se presentaría restricción y, el no tener en cuenta la carga axial de precompresión, siempre sería una posición conservadora independientemente de la magnitud de la restricción.

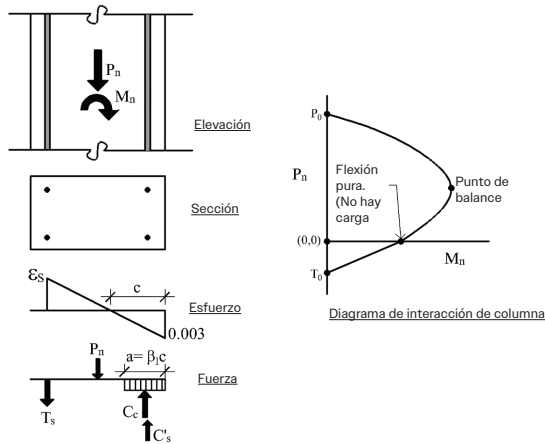


Fig. 3: Diagrama de interacción de columna.

Ejemplo de losa en dos direcciones

Considere el siguiente diseño muy típico de una losa de estacionamiento PT en dos direcciones:

Espesor de la losa: 8 pulg.

Ancho aferente o tributario: 23 pies 0 pulg.

Número de tendones de 1/2 pulg. de diámetro: 14

Resistencia a la compresión del concreto f'_c : 5,000 psi

f_{pu} del tendón: 270 ksi

f_{ps} de los tendones: 198.4 ksi

f_{se} del tendón (después de las pérdidas): 174 ksi

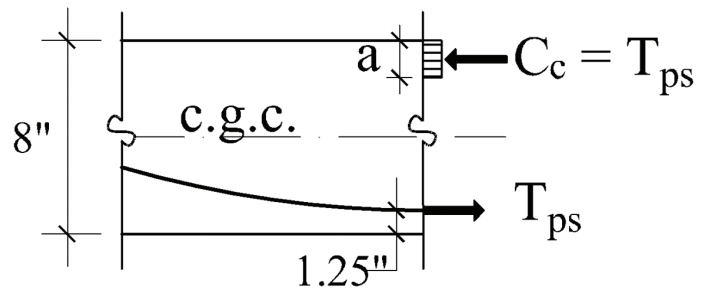
Fuerza de precompresión $F = A_{ps}(f_{se}) = 14(0.153 \text{ pulg.}^2)(174 \text{ ksi}) = 372.7 \text{ kip}$

Esfuerzo de precompresión: $372.7 \text{ kip} (23 \text{ pies} \times 12 \times 8 \text{ pulg.}) = 0.169 \text{ ksi}$

Recubrimiento de concreto de los tendones: 1 pulg.

La resistencia nominal a la flexión en el momento positivo en la mitad del tramo se puede calcular utilizando los siguientes métodos:

(a) Método tradicional (se ignora la precompresión)



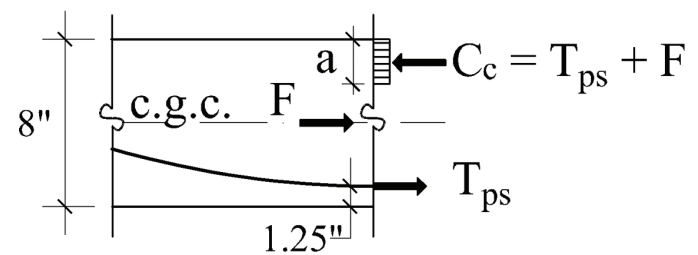
$$T_{ps} = A_{ps}(f_{ps}) = 14(0.153 \text{ pulg.}^2)(198.4 \text{ ksi}) = 425 \text{ kip}$$

$$C_c = T_{ps} = 425 \text{ kip}$$

$$a = \frac{425 \text{ kip}}{0.85(23 \text{ ft} \times 12)(5 \text{ ksi})} = 0.36 \text{ in.}$$

$$M_n = C_c(8 \text{ pulg.} - 1.25 \text{ pulg.} - a/2)/12 = 425 \text{ kip} (6.75 \text{ pulg.} - 0.36 \text{ pulg.}/2)/12 = 232.7 \text{ pies-kip}$$

b) Método de "interacción" (se incluye la precompresión)



$$T_{ps} = A_{ps}(f_{ps}) = 14(0.153 \text{ pulg.}^2)(198.4 \text{ ksi}) = 425 \text{ kip}$$

$$C_c = T_{ps} + F = 425 \text{ kip} + 372.7 \text{ kip} = 797.7 \text{ kip}$$

$$a = \frac{0.85(23 \text{ pies} \times 12)(5 \text{ ksi})}{0.85(23 \text{ ft} \times 12)(5 \text{ ksi})} = 0.68 \text{ pulg.}$$

$$M_n = [C_c(8 \text{ pulg.} - 1.25 \text{ pulg.} - a/2) - F(4 \text{ pulg.} - 1.25 \text{ pulg.})]/12 =$$

$$[797.7 \text{ kip} (6.75 \text{ pulg.} - 0.68 \text{ pulg.}/2) - 372.7 \text{ kip} (2.75 \text{ pulg.})]/12 =$$

$$340.7 \text{ pies-kip}$$

La capacidad de momento nominal calculada de la losa de 8 pulg. en la región de momento positivo aumentó de 232.7 a 340.7 pies-kip por simplemente incluir la precompresión axial. Esto representa un aumento del 46% en la resistencia calculada.

¿Cómo se compara el método de interacción con los resultados de ensayos?

Históricamente, la resistencia a flexión experimental de miembros PT (vigas y losas unidireccionales y bidireccionales) siempre ha sido significativamente mayor que la resistencia a la flexión calculada utilizando métodos tradicionales sin la inclusión de la fuerza de precompresión. Esto generalmente se explica por suposiciones de “efecto catenaria”, aumentos de resistencia del material, etc. Sin embargo, la diferencia entre la resistencia a la flexión experimental y la calculada es tan grande que parece que a estas explicaciones les falta algo. Creemos que este “algo” es la fuerza de precompresión en el elemento.

Recientemente, Taye Ojo y Carin Roberts-Wollmann publicaron un artículo titulado “Comparación de losas postensadas con distribución de tendones uniforme y en bandas”.² Los resultados de los ensayos de ambos tipos de losas mostraron que la carga total en el momento de la falla fue aproximadamente un 50% mayor que la carga total factorizada utilizada para diseñar el sistema a ensayar. Esto se correlaciona bastante bien con nuestro análisis anterior con la precompresión incluida en los cálculos de capacidad de flexión.

Además, hasta donde sabemos, todas las pruebas de carga realizadas en sistemas de piso PT de edificios existentes han sido exitosas, incluso cuando el sistema ha exhibido un extenso agrietamiento debido a restricción por acortamiento. Esto también apoya la afirmación de que las técnicas de diseño tradicionales que ignoran la fuerza de precompresión subestiman significativamente la capacidad de flexión real del sistema. El límite inferior de nuestro enfoque de análisis tradicional de la capacidad de flexión es el sistema totalmente restringido.

En conclusión

La práctica estándar actual en el cálculo de la capacidad de flexión de miembros PT (vigas y losas) es ignorar de manera conservadora la precompresión en el elemento en ejemplos instructivos y en la mayoría del software comercial. La precompresión se incluye en el análisis de esfuerzos en servicio, pero se ignora en los cálculos de resistencia a la flexión. Este enfoque conservador subestima significativamente la capacidad a flexión real de estos miembros a menudo tanto como un 50%.

No estamos proponiendo cambio alguno en el cálculo de la capacidad a flexión de elementos de concreto PT. Nuestro propósito era explicar el porqué décadas de pruebas de carga en sistemas de piso de edificios reales y ensayos de laboratorio, consistentemente han indicado mayor capacidad que la predicha, y asegurar a los ingenieros diseñadores que la fisuración por restricción, no dará como resultado menor capacidad a flexión que la que predicen los cálculos. De hecho, la suposición de totalmente restringida coincide con los cálculos tradicionales de capacidad de flexión.

Referencias

1. Aalami, B.O., and Barth, F.G., “Restraint Cracks and Their Mitigation in Unbonded Post-Tensioned Building Structures,” Post-Tensioning Institute, Farmington Hills, MI, 1986, 49 pp.
2. Ojo, T., and Roberts-Wollmann, C., “Comparison of Post-Tensioned Slabs with Banded-Uniform and Banded-Banded Tendon Arrangements,” ACI Structural Journal, V. 119, No. 4, July 2022, pp. 211-223.

Seleccionado por los editores como tema de interés para los lectores.

El Miembro Honorario de ACI **Ken Bondy** especializado en diseño y construcción de estructuras de edificios de concreto postensado por más de 50 años, ahora ya retirado, fue miembro de los Comités 132 de ACI, Responsabilidad en la Construcción de Concreto; 318, Código de Construcción de Concreto Estructural; y 332, Obra de Concreto Residencial, y Comité Conjunto ACI-ASCE 423, Concreto Pretensado. Es una “Leyenda del Postensado” del Instituto de Postensado (PTI), así como Miembro Honorario Vitalicio y Fellow. Recibió su grado y maestría en ingeniería civil de la Universidad de California, Los Ángeles en 1963 y 1964, respectivamente. Es ingeniero civil y estructural con licencia en California y ha obtenido licencias en muchos otros estados.



K. Dirk Bondy es ingeniero estructural en ejercicio en Newport Beach, CA, EE. UU., y tiene licencia en varios estados. También es el presidente de Seneca Structural Engineering, Inc., una firma especializada en el diseño de estructuras de concreto postensado. Enseña diseño de concreto pretensado en la Universidad de California, Los Ángeles, Los Ángeles, CA; y la Universidad Estatal Politécnica de California, San Luis Obispo.



Bryan Allred es vicepresidente de Seneca Structural Engineering, Inc., Newport Beach, CA. Es miembro del Consejo Asesor Técnico de PTI y de los Comités DC-20, Diseño de Edificios, y EDC-130, Educación; y del Comité Conjunto ACI-ASCE 423, Concreto Pretensado. Es coautor del libro Concreto Postensado: Principios y Práctica, cuarta edición.



Título original en inglés:
**Understanding the
Mysterious Overstrength
of Post-Tensioned
Flexural Members.
Have we been
missing something?**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
de Colombia**



*Traductor y
Revisor Técnico:*
**Ing. Pedro
Nel Quiroga**