



**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC MỎ - ĐỊA CHẤT**



**BÀI GIẢNG HỌC PHẦN
BÊ TÔNG CỐT THÉP
CÔNG NGHỆ CỐT C**

CHUYÊN NGÀNH : XÂY DỰNG DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

SỐ TÍN CHỈ : 02

NGƯỜI BIÊN SOẠN: ThS. TĂNG VĂN LÂM

BỘ MÔN : KỸ THUẬT XÂY DỰNG

HÀ NỘI, THÁNG 05 NĂM 2012

M C L C

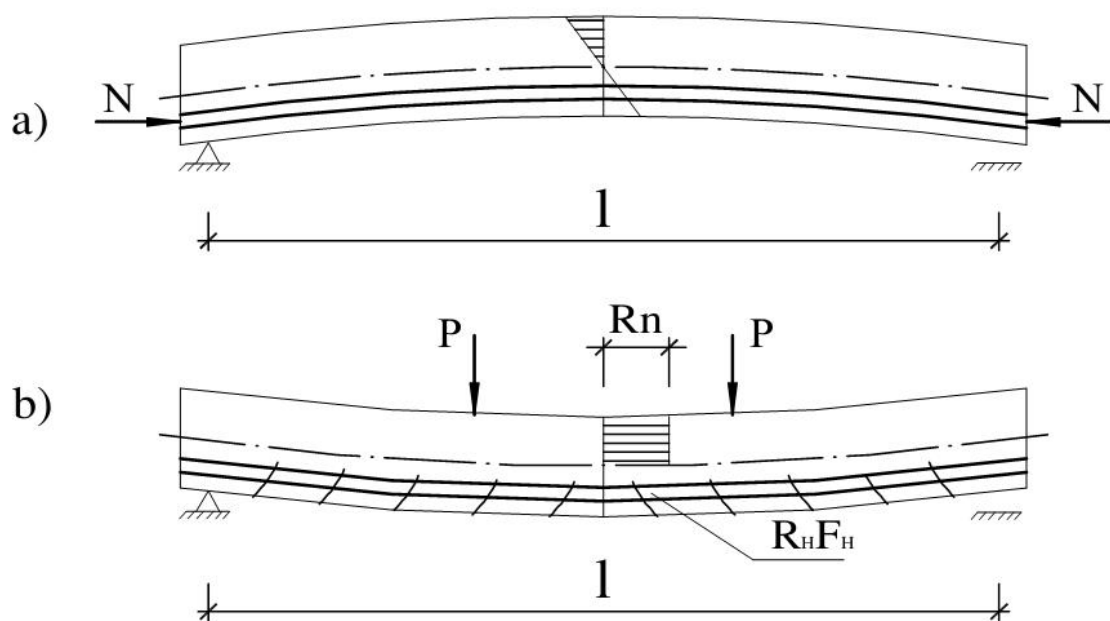
N i dung	Trang
M c l c	1
Ch 1 Đ i c ng v bê tông c t thép ng l c tr c	3
1.1. Khái ni m	3
1.2. Lịch s ra đ i c a bê tông c t thép ng l c tr c	4
1.2.1. Quá trình phát tri n c a v t li u bê tông ng l c tr c	5
1.3. Nguyên lý làm vi c	6
1.4. Phân lo i k t c u bê tông ng l c tr c	8
1.4.1. Theo th i đi m c ng thép ng l c tr c	8
1.4.2. Theo v trí đ t thép ng l c tr c:	12
1.4.3. Theo đ c đi m thép ng l c tr c:	13
1.4.4. Theo cách đ t thép ng l c tr c tro ng c u ki n:	13
1.4.5. Theo hình đ ng c u ki n ng l c tr c:	13
1.4.6. Theo m c đ h n ch ng su t kéo trong c u ki n:	13
1.5. M t s công ngh khác t o ng l c tr c	14
1.5.1. S d ng xi măng n t o ng l c tr c trong bê tông	14
1.5.2. Dùng kích ép ngoài đ t o ng l c tr c	14
1.6. u – khu y t đi m c a bê tông c t thép ng l c tr c	14
1.6.1. u đi m	14
1.6.2. Nh c đi m	16
1.6.3. Các giai đo n ch u t i c a bê tông c t thép ng l c tr c	16
1.6.4. Ph ng pháp gây ng l c tr c trong k t c u bê tông	16
1.6.5. Ph m vi ng d ng	16
Ch 2 V t li u và c u t o	18
2.1. V t li u ch t t o	18
2.1.1. Bê tông c ng đ cao	18
2.1.2. V a	20
2.1.3. ng gen	21
2.1.4. Thép ng l c tr c	21
2.2. H th ng c ng tr c và thi t b	24
2.2.1. Đ nh ngh i	24
2.2.2. Các giai đo n c ng tr c	25
2.2.3. u đi m và nh c đi m c a ph ng pháp c ng tr c	26
2.2.4. Thi t b c ng tr c	26
2.3. Ph ng pháp c ng sau (c ng trên bê tông)	28
2.3.1. Đ nh ngh i	28
2.3.2. Các giai đo n c ng sau	29
2.3.3. u khu y t đi m c a ph ng pháp c ng sau	30
2.3.4. Thi t b c ng sau	30

Chương 3 Các chế độ tính toán cơ bản	32
3.1. Mục	32
3.2. Trạng thái tính toán trong cốt thép và trong bê tông.....	33
3.3. Số hao tính toán trong kết cấu bê tông cốt thép theo các trường hợp	34
3.3.1. Định nghĩa.....	34
3.3.2. Phân loại	35
3.4. Tính toán chịu kéo trung tâm	39
3.4.1. Các giai đoạn của trạng thái tính toán.....	39
3.4.2. Tính toán của kết cấu chịu kéo trung tâm.	42
3.5. Của kết cấu uốn	43
3.5.1. Các giai đoạn của trạng thái tính toán.....	43
3.5.2. Tính toán của kết cấu uốn.....	45
Chương 4 Các phương pháp tính toán sàn bê tông theo các trường hợp	48
4.1. Các quan niệm phân tích kết cấu bê tông theo các trường hợp	48
4.1.1. Quan niệm thứ nhất.....	48
4.1.2. Quan niệm thứ hai.....	48
4.1.3. Quan niệm thứ ba.....	48
4.2. Các phương pháp tính toán nội lực trong sàn phẳng	51
4.2.1. Phương pháp phân phối tải trọng	51
4.2.2. Phương pháp khung tải trọng điển hình	54
4.2.3. Phương pháp phân tải trọng	56
4.3. Thiết kế sàn bê tông theo các trường hợp và nội lực	57
4.4. Mô hình cấp trong phương pháp cân bằng tải trọng	63
4.5. Thiết kế sàn bê tông theo các trường hợp và nội lực	64
4.5.1. Quy trình thiết kế	66
Chương 5 Thí dụ tính toán	68
Thí dụ như sau:	68
5.1. Vật liệu.....	68
5.2. Tải trọng các cấu kiện	68
5.3. Tải trọng tác động lên sàn.....	69
5.4. Tính hao tính toán	69
5.5. Hình dạng cấp	69
5.6. Kiểm tra tính toán trong sàn.....	72
5.6.1. Lúc buông neo	72
5.6.2. Trong giai đoạn sử dụng	74
5.6.3. Đặt cốt thép theo	76
5.6.4. Kiểm tra khả năng chịu lực	76
5.6.5. Kiểm tra độ võng	77
Tài liệu tham khảo.....	77

Chương 1 ĐIỂM C M NG V BÊ TÔNG C T THÉP NG L C TR C

1.1. Khái niệm

Trên dầm mọt nhíp, ta đặt vào mọt l c nén tr c N (Hình 1.1.a) và tải trọng s d ng P (Hình 1.1.b). D i tác d ng c a tải trọng P, v ng d i c a d m xu t hi n ng su t kéo. Nh ng do nh h ng c a l c nén tr c N, trong v ng d i đó l i su t hi n ng su t nén. Ng su t nén tr c này s tri t tiêu ho c làm gi m ng xu t kéo do tải trọng s d ng P gây ra. Đ cho d m không b n t, ng xu t t ng c ng trong v ng d i không đ i c v t quá c ng đ b kéo R_k c a bê tông.



a) Khi ch u l c nén N đ t đ u d m; b) khi ch u tải trọng s d ng P

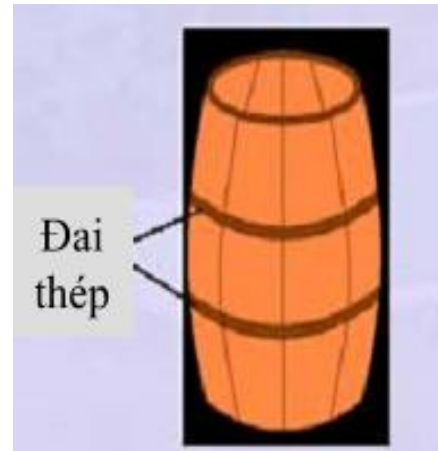
Hình 1.1. S làm vi c c a d m bê tông c t thép

Đ t o ra l c nén tr c N đó, ng i ta c ng c t thép r i g n ch t nó vào bê tông thông qua l c dính ho c neo. Nh tính ch t đàn h i, c t thép có xu h ng co l i và s t o nên l c nén tr c N. Nh tr c khi tải trọng s d ng P, C t thép đã b c ng tr c còn bê tông thì đã b nén tr c.

K t c u bê tông c t thép ng l c tr c, còn g i là k t c u bê tông c t thép ng l c tr c, hay bê tông t n áp, ho c bê tông đ ng l c (tên g i Hán Vi t) là k t c u bê tông c t thép s d ng s k t h p ng l c c ng r t cao c a c t thép ng l c tr c và s c ch u nén c a bê tông đ t o nên trong k t c u nh ng bi n đ ng ng i c v i khi ch u t i, ngay tr c khi ch u t i. Nh đó nh ng k t c u bê tông này có kh năng ch u t i tr ng l n h n k t c u bê tông thông th ng, ho c v t đ c nh ng n h p hay kh u đ l n h n k t c u bê tông c t thép thông th ng

1.2. Lựa chọn ra đời của bê tông cốt thép ứng lực trước

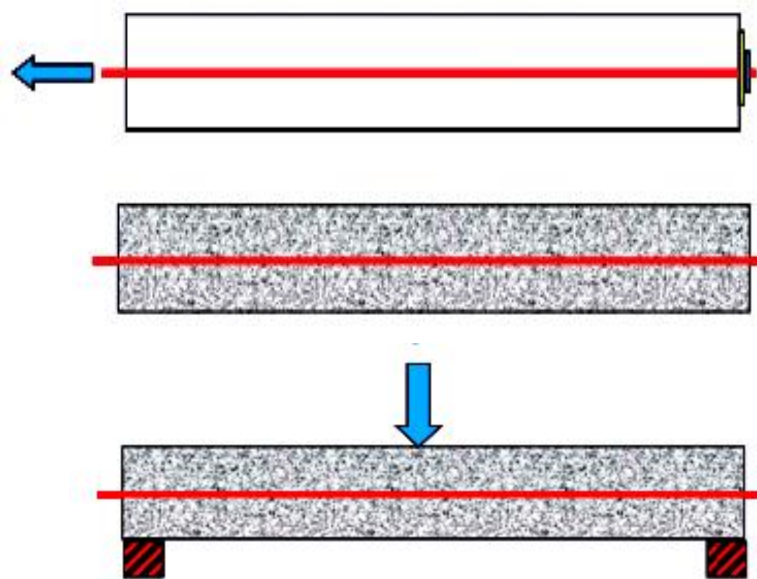
– Các phương pháp truyền thống tạo ứng lực trước cho các kết cấu thông dụng: thùng gỗ, thùng rỗng gỗ.



Đai dây song giăng quanh thùng gỗ Đai thép giăng quanh thùng rỗng gỗ

Hình 1.2. Ứng lực trước của mô hình thùng gỗ

✓ *Bê tông cốt thép ứng lực trước trong thời kỳ sơ khai*



Hình 1.3. Bê tông ứng suất lực trước thời kỳ 19

– Bê tông cốt thép ứng lực trước thời kỳ sơ khai đã được nghiên cứu thí nghiệm kết 19, tuy nhiên các kết quả thu được không hoàn toàn thành công. Điều đó được thể hiện qua các hiện tượng:

- + Khả năng chịu lực của cấu kiện này giảm theo thời gian.
 - + Co ngót và biến dạng của bê tông làm giảm hiệu quả của ứng lực trước.
- Giải pháp khắc phục các nhược điểm trên là:
- + Dùng thép cường độ cao để làm cốt thép ứng lực trước.
 - + Dùng bê tông cường độ cao

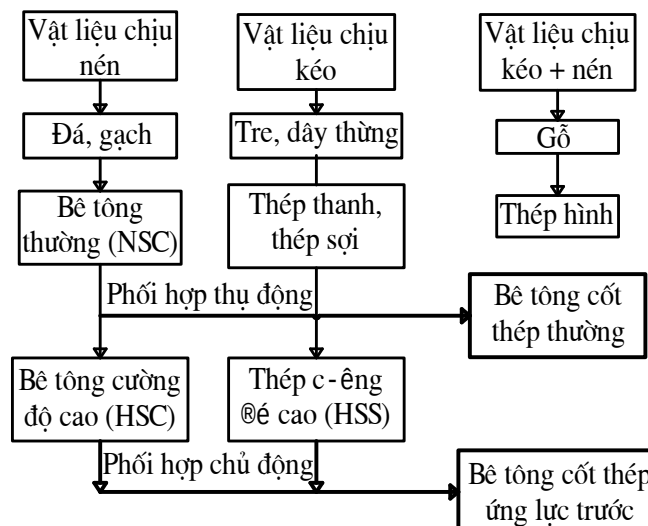
1.2.1. Quá trình phát triển của vật liệu bê tông cốt thép công nghệ hiện đại

Lịch sử phát triển và vật liệu bê tông và kết cấu bê tông cốt thép công nghệ hiện đại đã trải qua các mốc thời gian tiêu biểu như sau:

- 1824: Aspdin (Anh) nhận bằng sáng chế xi măng Portland.
- 1857: Monier (Pháp) đã ứng dụng sợi thép trong kết cấu bê tông.
- 1926: Freyssinet (Pháp) ứng dụng sợi thép công nghệ cao công nghệ hiện đại trong kết cấu bê tông và phát triển công nghệ chế tạo bê tông cốt thép công nghệ hiện đại, ông được xem là “Cha đẻ của bê tông cốt thép công nghệ hiện đại”.
- 1938: Hoyer (Đức) phát triển phương pháp căng trước (pre-tensioning method).
- 1940: Magnel (Bỉ) phát triển phương pháp căng sau (post-tensioning method).
- 1952: Hiệp hội quốc tế Bê tông công nghệ hiện đại (International Federation for Prestressing - FIP) được thành lập ở châu Âu.
- 1954: Viện bê tông đúc sẵn công nghệ hiện đại (Precast/Prestressed Concrete Institute - PCI) được thành lập ở Mỹ.



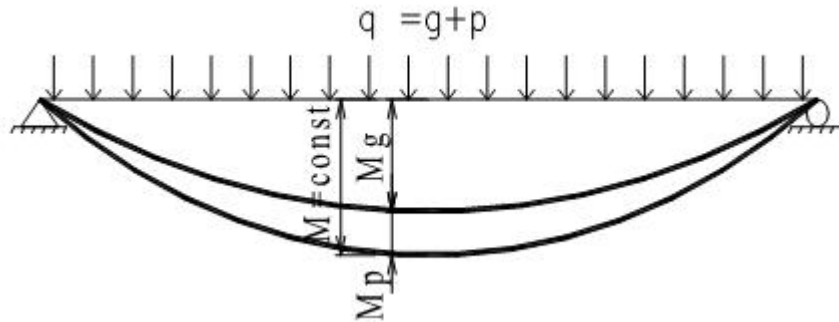
Hình 1.4. Bức chân dung của Eugene Freyssinet



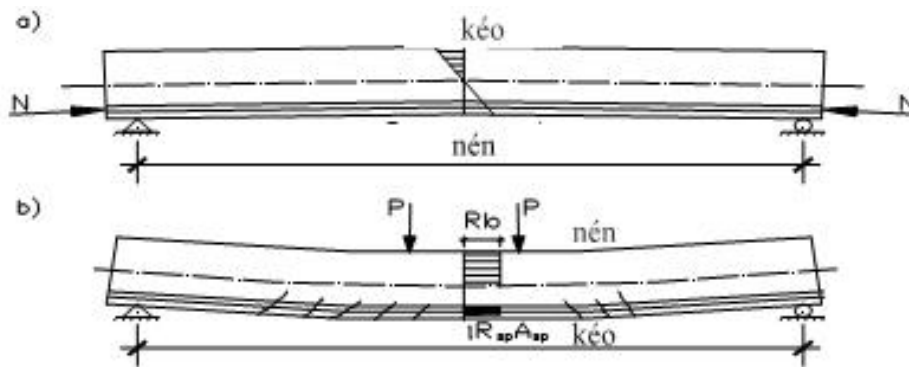
Sơ đồ 1.1. Tiến trình phát triển của vật liệu bê tông cốt thép công nghệ hiện đại

✓ *Kết cấu Bê tông cốt thép có hai khuyết điểm cơ bản:*

- Không thể tránh được sự xuất hiện khe nứt khi tải trọng q tác động vào kết cấu nền đáng kể.
- Tải trọng bản thân rất lớn ($g \gg p$), kích thước của kết cấu lớn.



Hình 1.5. Khuyết điểm của kết cấu bê tông cốt thép



a- Khi chịu tải nén đột ngột đổ.

b- Khi chịu tải trọng tĩnh đổ

Hình 1.6. Sự làm việc của dầm bê tông cốt thép

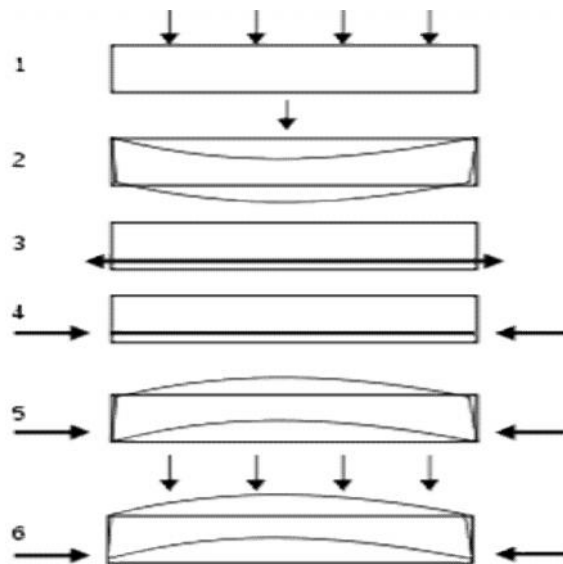
Đặc điểm của khuyết điểm của kết cấu bê tông cốt thép:

- Tạo ra tải nén N hai đầu dầm trong quá trình chế tạo dầm.
- Duy trì tải nén N trong quá trình sử dụng dầm để hạn chế nứt bê tông vùng kéo. Từ đó suy nghĩ đó vật liệu bê tông cốt thép nên có trước đã đổ ra đi, để khác khác các nhà điếm đó của kết cấu bê tông cốt thép.

1.3. Nguyên lý làm việc

Bê tông thường có cường độ chịu kéo rất nhỏ so với cường độ chịu nén. Đó là nhân tố dẫn đến việc xuất hiện nứt lồi và vật liệu hỗn hợp là “bê tông cốt thép”.

Việc xuất hiện nứt của các vết nứt trong bê tông cốt thép do biến dạng không đồng nhất thích hợp thép và bê tông là điểm khởi đầu cho việc xuất hiện nứt lồi và vật liệu hỗn hợp là “bê tông cốt thép”. Việc tạo ra nứt nên sự nén cần định cho nứt vật liệu chịu nén tốt nhất nên chịu kéo kém nhất bê tông nên làm tăng đáng kể khả năng chịu kéo vì sự nứt kéo xảy ra sau khi sự nén đã bị vô hiệu.



- 1- K t c u ch u l c phân b đ u, 2- Bi n d ng c a k t c u bê tông c t thép th ng
- 3- Kéo căng c t thép c ng đ cao; 4- Buông c t thép ng l c tr c
- 5- Bi n d ng c a bê tông c t thép ng l c tr c;
- 6- T i tr ng tác d ng vào bê tông c t thép ng l c tr c

Hình 1.7. Bê tông c t thép ng l c tr c

S khác nhau c b n gi a bê tông c t thép và bê tông ng l c tr c là :

– Trong khi bê tông c t thép ch là s k t h p đ n thu n gi a bê tông và c t thép đ chúng cùng làm vi c m t cách b đ ng thì bê tông ng l c tr c là s k t h p m t cách tích c c, có ch ý gi a bê tông c ng đ cao và c t thép c ng đ cao.

– Trong c u ki n bê tông ng l c tr c, ng i ta đ t vào m t l c nén tr c t o b i vi c kéo c t thép, nh tính đàn h i, c t thép có xu h ng co l i và s t o nên l c nén tr c, l c nén tr c này gây nên ng su t nén tr c trong bê tông và s tri t tiêu hay làm gi m ng su t kéo do t i tr ng s đ ng gây ra, do v y làm tăng kh năng ch u kéo c a bê tông và làm h n ch s phát tri n c a v t n t.

– S k t h p r t hi u qu đó đã t n d ng đ c các tính ch t đ c thù c a hai lo i v t li u, đó là trong khi thép có tính đàn h i và c ng đ ch u kéo cao thì bê tông là v t li u dòn và có c ng đ ch u kéo r t nh so v i c ng đ ch u nén c a nó. Nh v y ng l c tr c chính là vi c t o ra cho k t c u m t cách có ch ý các ng su t t m th i nh m tăng c ng s làm vi c c a v t li u trong các đ i u ki n s đ ng khác nhau. Chính vì v y bê tông ng l c tr c đã tr thành m t s k t h p lý t ng gi a hai lo i v t li u hi n đ i có c ng đ cao.

– C t thép trong bê tông, là c t thép c ng đ cao, đ c kéo căng ra b ng máy kéo ng l c tr c, đ t t i m t giá tr ng su t nh t đ nh, đ c thi t k tr c, n m trong gi i h n đàn h i c a nó, tr c khi các k t c u bê tông c t thép này ch u t i.

– Lực căng cốt thép này làm cho kết cấu bê tông biến dạng ngược với biến dạng do tải trọng gây ra sau này khi kết cấu làm việc. Nhờ đó, kết cấu bê tông cốt thép đang lúc trống có thể chịu tải trọng lớn gần gấp đôi so với kết cấu này, khi không căng cốt thép đang lúc trống. (Khi chịu tải trọng bình thường, biến dạng do tải trọng gây ra chỉ đủ để triệt tiêu biến dạng do căng trước, kết cấu trở lại hình dạng ban đầu trước khi căng, giống như không hề chịu tải gì.)



Hình 1.8. Máy kéo căng lồng cốt thép loại đơn cấp

– Ở kết cấu bê tông cốt thép thông thường, thì cốt thép cùng với vật liệu bê tông chỉ thực sự làm việc (có ứng suất) khi có sự tác động của tải trọng. Còn ở kết cấu đang lúc trống, trước khi đưa vào chịu tải thì kết cấu đã có trong nó một phần ứng suất ngược rồi. Cốt lõi của việc kết cấu bê tông đang lúc trống có khả năng chịu tải rất lớn là nhờ việc tạo ra các biến dạng ngược với khi làm việc bình thường. Việc sử dụng vật liệu có tính cao như: cốt thép có ứng suất cao, bê tông mác cao... chỉ là điều kiện hỗ trợ để tăng khả năng chịu tải của kết cấu bê tông đang lúc trống.

1.4. Phân loại kết cấu bê tông đang lúc trống

1.4.1. Theo thời điểm căng thép đang lúc trống

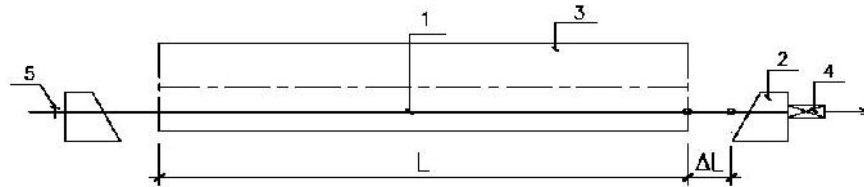
- Phương pháp căng trước
- Phương pháp căng sau.

a) Bê tông đang lúc trống căng trước

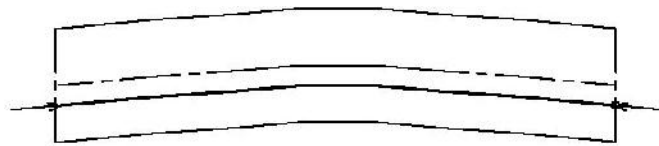
Cốt thép đang lúc trống được kéo căng ra trước trên bề mặt khuôn đúc bê tông trước khi cho đổ kết cấu bê tông (như căng dây đàn). Sau đó kết cấu bê tông được đúc bình thường với cốt thép đang lúc trống như kết cấu bê tông cốt thép thông thường. Đến khi bê tông đạt đến một giá trị cường độ nhất định thì có thể gỡ bỏ các đang lúc trống, thì tiến hành cắt cốt thép rời ra khỏi bề mặt căng. Do tính đàn hồi cao của cốt thép, nó có xu hướng biến dạng co lại theo trục của cốt thép. Nhờ đó bám dính giữa bê tông và cốt thép đang lúc trống, biến dạng này được chuyển hóa thành biến dạng vĩnh viễn của kết cấu bê tông so với phần biến dạng khi kết cấu bê tông chịu tải trọng. Phương pháp này tạo kết cấu đang lúc trống như là bám dính giữa bê

tông và cốt thép, và được gọi là phương pháp căng trước vì cốt thép được căng trước khi kết cấu bê tông được hình thành và đặt tại công trường. Phương pháp này, còn có một bộ căng cố định nên thích hợp cho việc chế tạo các kết cấu bê tông bằng các trục đúc sẵn trong các nhà máy bê tông đúc sẵn.

- Trước khi buông cốt thép bằng trục



- Sau khi buông cốt thép bằng trục



- 1- Cốt thép bằng trục; 2- Bộ căng; 3- Ván khuôn;
4- Thiết bị kéo thép; 5- Thiết bị cố định thép.

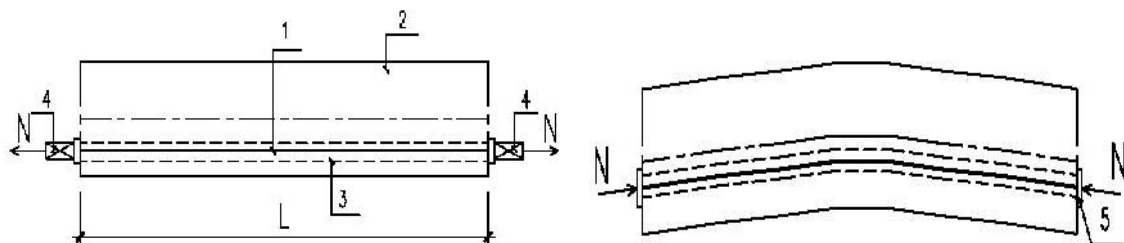
Hình 1.9. Sơ đồ phương pháp căng trước

– Ưu điểm của phương pháp căng trước là có thể phân bố lực nén đều đặn trong cấu kiện dầm trên các bán kính trên suốt chiều dài cốt thép nên ít có rủi ro do tổn hao bằng trục.

- Nhược điểm của phương pháp này là phải lắp đặt bộ tự phục hồi.

b) Bê tông bằng trục căng sau

Phương pháp này thường sử dụng cho kết cấu bê tông đặt tại chỗ. Trước khi đổ bê tông bằng trục và cốt thép thông thường rải đều bê tông. Khi bê tông đặt đến công trường nhất định thì tiến hành căng cốt thép với ứng suất quy định. Sau khi căng xong, cốt thép bằng trục được neo chặt vào đầu cấu kiện, thông qua các neo đó, cấu kiện sẽ bị nén bằng lực đã dùng khi kéo căng cốt thép. Trong phương pháp căng sau, kết cấu bê tông cốt thép bằng trục được chia làm 2 loại:



Trong quá trình căng

Sau khi căng

- 1- Cốt thép bằng trục; 2- Cấu kiện bê tông cốt thép;
3- Rãnh; 4- Thiết bị kích; 5- Neo.

Hình 1.10. Sơ đồ phương pháp căng sau

- ✓ Bê tông ng l c tr c căng sau đ ng không liên k t đ u neo



Hình 1.11. Cáp ng l c tr c không dính

– Đây là lo i k t c u ng l c tr c đ c thi công căng c t thép sau khi hình thành k t c u nh ng tr c khi ch u t i và s đ ng ph n l c đ u neo hình c n t i các đ u c a c t thép ng l c tr c đ truy n áp l c ép m t sang đ u k t c u bê tông (gây ng l c tr c). Ph ng pháp này, không dùng l c bám dính gi a bê tông và c t thép đ t o ng l c tr c, nên còn g i là ng l c tr c căng sau không bám dính (k t c u bê tông ng l c tr c dùng cáp không dính k t).

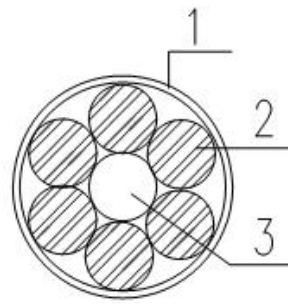
C t thép đ c l ng trong ng bao có ch a m b o qu n ch ng g , và đ c đ t bình th ng vào trong khuôn đúc bê tông mà ch a đ c căng tr c. Sau đó, đ bê tông vào khuôn bình th ng nh ch t o k t c u bê tông c t thép thông th ng. Đ n khi k t c u bê tông c t thép đ t c ng đ nh t đ nh đ đ ch u đ c ng l c căng thì m i t i n hành căng c t thép ng l c tr c. C t thép đ c kéo căng c t thép đ n đ n b ng máy kéo ng l c tr c đ n giá tr ng su t thi t k , nh ng v n n m trong gi i h n đàn h i c a c t thép ng l c tr c. Sau m i hành trình kéo thép, c t thép l i đ c buông ra kh i máy kéo, lúc đó c t thép có xu h ng co l i vì tính đàn h i. Nh ng do các đ u c t thép (m t trong hai hay c hai đ u) đ c gi l i b i neo 3 lá hình c n n m trong h c neo hình c n b ng thép b t hai đ u k t c u bê tông, mà bi n đ ng đàn h i này c a c t thép đ c chuy n thành ph n l c đ u neo đ ng áp l c ép m t c a má c n thép truy n sang đ u k t c u bê tông (t o ra ng l c tr c). Nh đó k t c u bê tông đ c u n v ng ng c v i khi làm vi c. Khi đ t đ n ng l c tr c thi t k thì m i cho k t c u ch u t i tr ng (cho làm vi c). C t thép ng l c tr c có th là đ ng thanh, đ ng s i cáp hay bó cáp. M i s i c t thép ng l c tr c đ c t do chuy n đ ng trong lòng ng bao b ng nh a có m bôi tr n, mà không t i p xúc v i bê tông. Gi a bê tông và c t thép không h có l c bám dính.

– Phương pháp này thuận lợi cho việc thi công tại hiện trường. Ứng dụng cho các kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước để thi công. Tuy vậy, nhược điểm của phương pháp này là chèn vào các đầu neo để giữ ứng lực trước. Nếu các đầu neo này bị hỏng thì ứng lực trước trong cốt thép sẽ mất, kết cấu trở thành kết cấu bê tông thông thường, không đảm bảo chịu tải nữa.

✓ *Bê tông ứng lực trước căng sau dùng liên kết*



Hình 1.12. Neo 3 lá để kẹp cáp ứng lực trước trong hốc neo



1- ứng lực; 2- bó cáp; 3- phần tử vữa
Hình 1.13. Cấu tạo cáp dùng liên kết

Đây là dùng kết cấu ứng lực trước căng sau, sẽ dùng cốt thép bám dính giữa cốt thép ứng lực trước với kết cấu bê tông, nên phần thép ép mặt đầu neo để giữ ứng lực trước. Loại này còn gọi là kết cấu bê tông ứng lực trước căng sau có bám dính. Cốt thép được đặt trong ống bao. Ống bao bằng nhựa, nhôm hay thép được đặt trong kết cấu bê tông.

Tiến hành thi công kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước căng sau như dùng không liên kết. Nhưng sau khi căng cốt thép đến ứng suất thiết kế, thì tiến hành bơm (h) vữa xi măng với áp lực cao vào trong lòng các ống bao để vữa tẩm lấp vữa vào cốt thép và tạo môi trường truyền ứng lực bằng cốt thép bám dính giữa cốt thép với vữa xi măng đông kết, ống bao và kết cấu bê tông bên ngoài.

Việc kiểm tra độ đầy chất vữa xi măng trong ống bao được tiến hành như có các đầu ứng lực kiểm tra cắm vào trong ống bao. Bơm vữa áp lực cao thì khi phun đầy vữa ra các đầu thăm này có thể biết vữa đã chèn đầy trong ống cáp đến đâu rồi không còn kết cấu.



Hình 1.14. Bơm vữa xi măng

Sau khi căng cáp thép xong thì bắt đầu bơm vữa, vữa đổ vào ống xi măng với một số phụ gia hóa học, trong đó chủ yếu là phụ gia hóa dẻo và phụ gia tăng cường. Vữa đổ vào ống này và tràn lên ống bên kia. Sau khi thấy vữa tràn lên ống bên kia thì dùng túi nilông đóng chèn vào ống, bó cáp đã đổ vữa xi măng.



Hình 1.15. Khoan tạo lỗ khi căng cáp.

Trong trường hợp, quá trình bơm vữa gặp sự cố tắc ống gel. Khi đó, vữa xi măng sẽ không bơm qua ống ở bên kia được. Cách xử lý trong trường hợp này là phải khoan lại ống bơm ống đổ tạo lỗ và vữa sẽ tràn lên theo ống này, có nghĩa là ống này phải bơm thành 2 lần 2 phía.

Đây là dạng kết cấu bê tông ống thép căng sau khi thi công, có nhiều ưu điểm. Áp dụng cho kết cấu đúc tại chỗ hiện trường, mà ít gặp rủi ro do tải trọng ống thép tại chỗ neo.

1.4.2. Theo vị trí đặt thép ống thép trong ống:

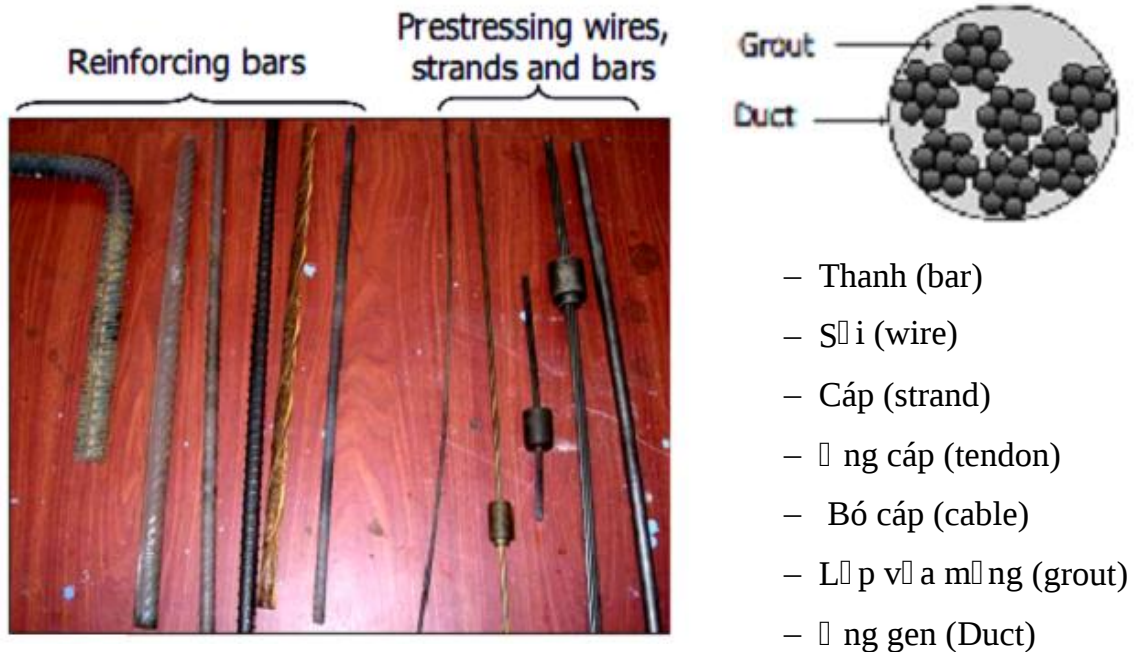
- Bê tông cốt thép ống thép một phía (đm, sàn 1 phía, cột ly tâm)
- Bê tông cốt thép ống thép hai phía (sàn 2 phía).



Hình 1.16. Cấu tạo cốt thép ống thép trong bê tông

1.4.3. Theo d c d m thép ng l c tr c:

- Bê tông c t thép ng l c tr c có c t thép d ng đ cao d ng thanh.
- Bê tông c t thép ng l c tr c có c t thép d ng đ cao d ng s i, cáp,
- Bê tông c t thép ng l c tr c có c t thép d ng đ cao d ng bó cáp.



Hình 1.17. Các lo i thép c ng đ cao

1.4.4. Theo cách đ t thép ng l c tr c trong c u k n:

- Bê tông c t thép ng l c tr c có c t thép d ng đ cao c ng trong
- Bê tông c t thép ng l c tr c có c t thép d ng đ cao c ng ngoài.



C ng trong



C ng ngoài

Hình 1.18. Cách đ t c t thép ng l c tr c trong k t c u

1.4.5. Theo hình d ng c u k n ng l c tr c:

- Bê tông c t thép ng l c tr c có c t thép d ng đ cao th ng.
- Bê tông c t thép ng l c tr c có c t thép d ng đ cao c ng hình tròn.

1.4.6. Theo m c đ h n ch ng su t kéo trong c u k n:

- ACI 318-2008: lo i U (không n t); lo i T (trung gian); lo i C (cho phép n t)

– BS 8110-1997: loại 1 (không ngừng suất kéo); loại 2 (không nứt); loại 3 (cho phép nứt)

1.5. Một số công nghệ khác nhau để tăng cường bê tông cốt thép

Ngoài 2 phương pháp căng trước và căng sau, trong bê tông cốt thép còn có một số phương pháp sau:

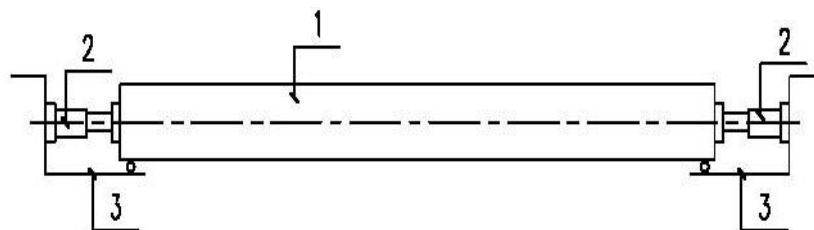
1.5.1. Sử dụng xi măng để tăng cường bê tông

Theo phương pháp này, trong quá trình ninh kết và phát triển cường độ, xi măng làm tăng thể tích, các cốt thép trong bê tông sẽ ngăn cản sự giãn nở của xi măng, kết quả là trong bê tông có một lực nén khoảng 600-700MPa.

Ngay từ đầu ta có thể sử dụng loại xi măng đặc biệt cho sự tăng cường này. Song, thực tế cũng có thể biến xi măng Pooclang thông thường thành loại xi măng đặc biệt này bằng cách trộn thêm phụ gia aluminat và thạch cao. Loại xi măng tăng cường như vậy dùng để chế tạo các kết cấu như bể chứa, cầu tàu, cọc, dầm, panen mái che cho nhà công nghiệp. Phương pháp này còn gọi là phương pháp hoá học để tăng cường bê tông.

1.5.2. Dùng kích ép ngoài để tăng cường bê tông

Khác với 2 phương pháp căng trước và căng sau, kích ép là 2 đầu kết cấu không dùng để kéo căng cốt thép ra mà dùng để ép chặt cấu kiện bê tông lõi, cấp cho cốt thép đặc neo vào các gối tựa. Sau khi bơm kích ra, tạo ra phương tăng cường bê tông luôn duy trì trong kết cấu.



1- Cấu kiện bê tông cốt thép cần tăng cường; 2- Kích; 3- Bề tựa

Hình 1.19. Sơ đồ tăng cường bê tông bằng kích ép ngoài

1.6. Ưu – khuyết điểm của bê tông cốt thép tăng cường

1.6.1. Ưu điểm

1. Cấu kiện thi công và có thể dùng để chế tạo các công trình cao

Trong bê tông cốt thép thông thường, không dùng để chế tạo các công trình cao, vì những khe nứt đầu tiên ở bê tông sẽ xuất hiện khi ứng suất trong cốt thép chịu kéo quá mức cho phép giá trị từ 200 đến 300 kG/cm². Khi dùng thép cường độ cao ứng suất trong cốt thép chịu kéo có thể đạt tới từ 10000 đến 12000 kG/cm² hoặc lớn hơn. Điều đó làm xuất hiện các khe nứt rất lớn, vượt quá giá trị giới hạn cho phép.

Trong bê tông cốt thép ứng lực trước, do có thể khống chế số xuất hiện khe nứt bằng lực căng trước của cốt thép nên cần thiêt và có thể dùng thép cường độ cao. Kết quả là dùng ít thép hơn vào khoảng 10 đến 80%.

Hiệu quả tiết kiệm thép thể hiện rõ nhất trong các cầu kiến có nhịp lớn, phải dùng nhiều cốt chịu kéo như dầm, giàn, thanh kéo dầm vòm, cốt dầm, tường bích a, Xilo ... (tiết kiệm 50 -80% thép). Trong các cầu kiến nhịp nhỏ, do cốt cầu to chiếm tỉ lệ khá lớn nên tổng số thép tiết kiệm số ít hơn (khoảng 15%).

Đồng thời cũng cần lưu ý rằng giá thành của thép tăng chậm hơn công nghệ của nó. Do vậy dùng thép cường độ cao sẽ góp phần làm giảm giá thành công trình.



Hình 1.20. Dầm cầu bê tông cốt thép ứng lực trước

2. Có khả năng chịu tải cao hơn (do đó khả năng chịu tải tĩnh hơn)

Dùng bê tông cốt thép ứng lực trước, ngược lại ta có thể tạo ra các cầu kiến không xuất hiện các khe nứt trong vùng bê tông chịu kéo, hoặc hạn chế số phát triển bề rộng của khe nứt, khi chịu tải trọng số động. Do đó bê tông cốt thép ứng lực trước có nhiều ưu thế trong các kết cấu đòi hỏi phải có khả năng chịu tải cao như ứng dụng có áp, bể chứa chất lỏng và chất khí...

3. Có độ cứng lớn hơn (do đó có độ võng và biến dạng bé hơn)

Như có độ cứng lớn, nên cầu kiến bê tông cốt thép ứng lực trước có kích thước tiết diện ngang thanh mảnh hơn so với cầu kiến bê tông cốt thép thông thường khi có cùng điều kiện chịu tải như nhau, vì vậy có thể dùng trong kết cấu nhịp lớn.

Ngoài các ưu điểm đã nêu trên, kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước còn có một số ưu điểm khác như :

-Như có tính chịu tải và độ cứng tốt nên tính chịu tải của kết cấu được nâng cao khi chịu tải trọng tập trung đi lại nhiều lần.

-Như có ứng lực trước nên phạm vi số động kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép và nối lắp ghép được mở rộng ra rất nhiều. Ngược lại ta có thể số động biến pháp ứng lực trước để nối các mảnh rời của một kết cấu lại với nhau.

1.6.2. Nhược điểm

Mặc dù sự biến dạng không đáng kể nhưng gây ra ứng suất nén mà còn có thể gây ra ứng suất kéo ở phía dưới dầm làm cho bê tông có thể nứt.

Việc chế tạo bê tông cốt thép ứng lực trước cần phải có thiết bị đúc sẵn, có công nhân lành nghề và có sự kiểm soát chặt chẽ về kỹ thuật, nếu không sẽ có thể làm mất ứng lực trước do tuột neo, do mất lực dính. Việc bảo đảm an toàn lao động cũng phải được lưu ý.

1.6.3. Các giai đoạn chủ yếu của bê tông cốt thép ứng lực trước

1. Giai đoạn ban đầu: được chia làm hai giai đoạn như:
 - Giai đoạn căng thép ứng lực trước (tensioning)
 - Giai đoạn chuyển ứng lực trước vào bê tông (transfer)
2. Giai đoạn trung gian: bao gồm các vận chuyển và lắp đặt cấu kiện ứng lực trước.
3. Giai đoạn làm việc: chia làm hai giai đoạn như:
 - Giai đoạn vận hành (service load).
 - Giai đoạn tải cuối cùng (ultimate load).

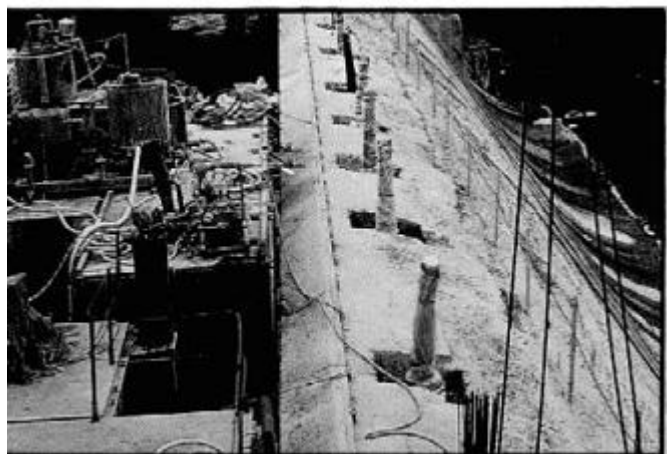
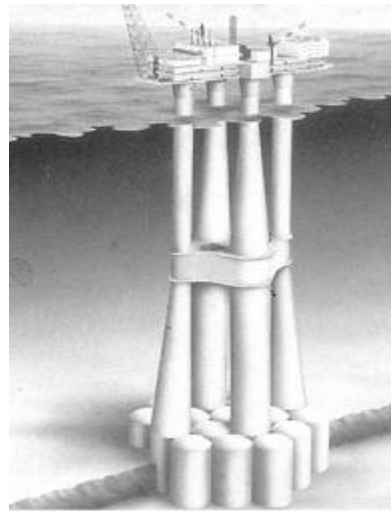
1.6.4. Các phương pháp gây ứng lực trước trong kết cấu bê tông

- Phương pháp căng trước – căng trên bề mặt.
- Phương pháp căng sau – căng trên cấu kiện.
- Các phương pháp căng cốt thép.
 - + Căng cơ học.
 - + Căng nhiệt dãn.
 - + Căng cơ, nhiệt dãn.

1.6.5. Phạm vi ứng dụng

Bê tông cốt thép ứng lực trước được dùng phổ biến tại một số công trình xây dựng như sau:

- Xây dựng dân dụng, công nghiệp.
- Công trình cầu, hầm.
- Công trình biển.
- Công trình thủy lợi.
- Các công trình ngầm.



Hình 1.21. ạng d ạng c a bê tông c t thép ạng l c tr c

Chương 2 VẬT LI U VÀ C U T O

2.1. Vật liệu ch t t o

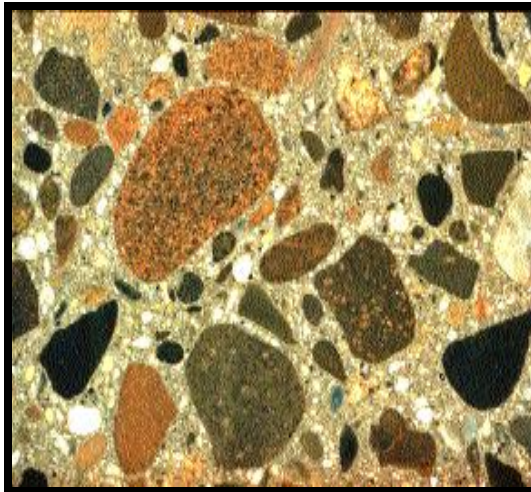
2.1.1. Bê tông c ng đ cao

Bê tông dùng trong c u ki n bê tông c t thép ng l c tr c là bê tông n ng có mác l n h n ho c b ng 20. Vi c l a ch n mác bê tông ph thu c vào đ ng, lo i và đ ng kính c a c t thép c ng, cũng nh ph thu c vào vi c có dùng neo hay không dùng neo.

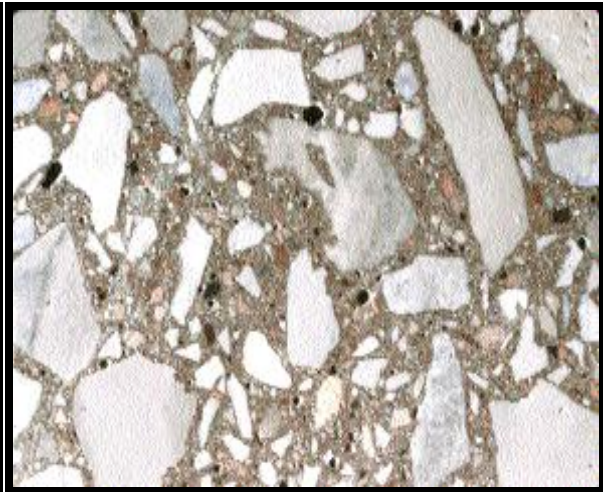
Ví d : N u dùng s i thép có đ ng kính không l n h n $\Phi 5$ thì Mács thi t k c a bê tông l y không nh h n 25, còn n u s i thép có đ ng kính không nh h n F6 thì mács thi t k c a bê tông l y không nh h n 40.

Ngoài ra vi c l a ch n mác bê tông còn ph thu c vào c ng đ mà nó c n ph i có khi b t đ u gây ng l c tr c, cũng nh vào lo i t i tr ng tác đ ng lên c u ki n. Thông th ng, v i k t c u nh p l n d m, dàn... nên dùng bê tông mác 40 ho c 50, còn đ i v i k t c u có nh p thông th ng nh panen, xà g ... nên dùng bê tông mác 30 ho c 35.

Theo tiêu chu n n Đ IS:1343-1980, c ng đ ch u nén c a kh i l p ph ng t i 28 ngày tu i là 40MPa đ i v i c u ki n c ng tr c và 30MPa đ i v i c u ki n c ng sau. Theo tiêu chu n ACI-318, bê tông đ t c ng đ ch u nén t i 28 ngày tu i t 27.58 đ n 68.95 MPa.



Hình 2.1. Bê tông s i



Hình 2.2. Bê tông đá d m

2.1.1.1. Đ c tính yêu c u c a bê tông ng l c tr c

Bê tông dùng trong k t c u bê tông c t thép ng l c tr c ph i có ch t l ng cao, v i các đ c tính yêu c u c b n nh sau:

1. C ng đ cao v i t s X/N th p.

2. Bên văng môi trường sống, đường, đường hầm, đường xi măng thiêu và phương pháp chôn, đường hầm.

3. Co ngót và bị biến dạng nhất bằng cách ghi nhận hàm lượng xi măng, số đường các loại pha gia khoáng siêu mịn và pha hóa học.

4. Tính công tác, có thể thi công bằng nhiều phương pháp khác nhau.

Nói chung:

- Bê tông căng sau có cường độ nén tại thiêu 28 ngày C28/C35: $f'_c \geq 28 \text{ MPa}$.
- Bê tông căng trước có cường độ nén tại thiêu 28 ngày C32/C40: $f'_c \geq 32 \text{ MPa}$.
- Bê tông giai đoạn nén trước (transfer) có cường độ tại thiêu 25 MPa.

2.1.1.2. Ứng suất cho phép trong bê tông theo tiêu chuẩn ACI 318-2002

Ứng suất cho phép trong bê tông được quy định và kiểm soát tùy theo tiêu chuẩn. Theo tiêu chuẩn ACI 318-2002 được quy định như sau:

- ✓ Ứng suất trong bê tông ngay sau khi truyền lực ứng lực trước (trước khi xảy ra biến hao ứng suất) không được vượt quá các giá trị sau:

+ Ứng suất nén lớn nhất: $0.60f'_{ci}$.

+ Ứng suất kéo tại 2 đầu mút của cầu liên có gối tựa để gối: $0.5 \sqrt{f'_c}$

+ Ứng suất kéo tại các vị trí khác: $0.25 \sqrt{f'_c}$

Nếu ứng suất kéo vượt quá các giá trị trên thì cần bố trí thêm thép chịu kéo (thép thép hoặc thép ứng lực trước) vào vùng chịu kéo để chịu tải ứng lực kéo trong bê tông để tính toán và kiểm soát tải trọng không biến dạng.

- ✓ Ứng suất ứng lực và tải trọng làm việc (sau khi đã xảy ra biến hao ứng suất)

+ Ứng suất nén lớn nhất do tải trọng dài hạn: $0.45f'_c$.

+ Ứng suất nén lớn nhất do tải trọng: $0.60f'_c$.

+ Ứng suất kéo lớn nhất và tải trọng không cho phép: $0.5 \sqrt{f'_c}$

+ Ứng suất kéo lớn nhất và tải trọng cho phép: $\sqrt{f'_c}$

Ứng suất có thể vượt quá ứng suất cho phép nếu phân tích và kiểm tra chứng tỏ được kết cấu không bị hỏng.

2.1.1.3. Mô đun đàn hồi của bê tông

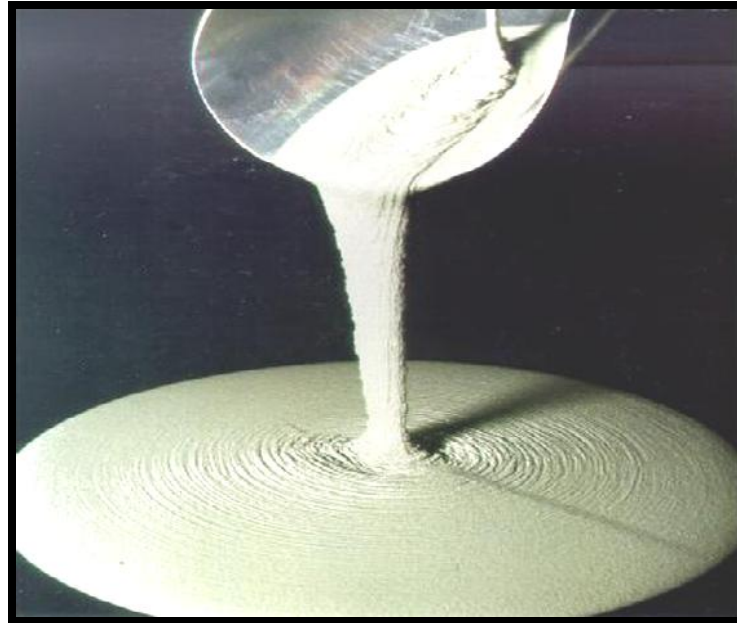
Đặc trưng ứng suất - biến dạng của bê tông khi chịu nén không phải là tuyến tính nhưng và tải trọng không vượt quá 30% cường độ phá hoại thì có thể giả thiết biến dạng là tuyến tính. Cần xác định đặc tính biến dạng của bê tông dưới tác động của tải trọng ngắn hạn và tải trọng dài hạn để xác định cường độ chịu uốn và mô

đun đàn hồi, từ đó tính toán độ võng của cấu kiện ngang theo trục. Mô đun đàn hồi của bê tông tăng lên cùng với cường độ chịu nén trung bình của bê tông nhúng với trục để chọn hàm. Theo tiêu chuẩn ACI 318-2002, mô đun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 4730 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}.$$

2.1.2. Vật

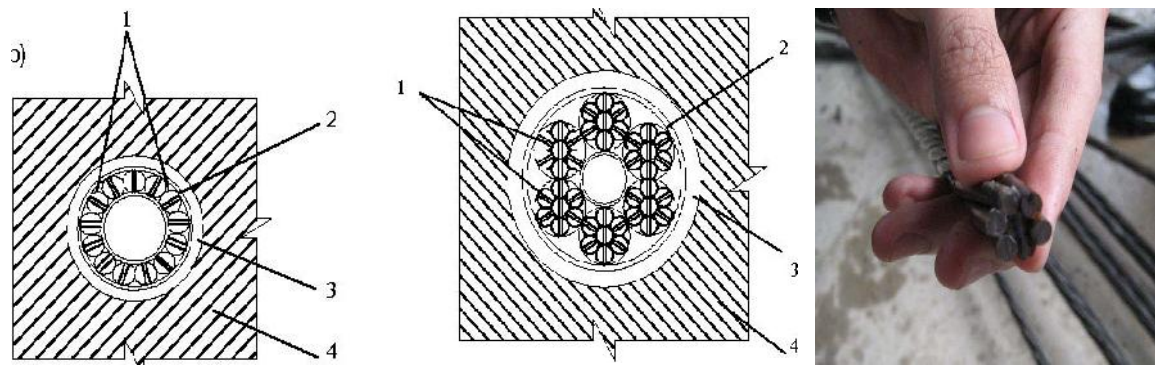
Vật dùng để lắp các khe thi công, các mối nối của cấu kiện ghép, để làm lắp bó và cốt thép và bó vào các neo, phải có mức từ 15 trở lên. Vật dùng để bó vào các góc rãnh phải có mức không nhỏ hơn 30 và phải đủ chắc, ít co ngót.



Hình 2.3. Vật dùng để đổ cao, để đổ vào

Bảng 2.1. Độ bền tối thiểu của bê tông ngang trục (theo TCXDVN: 356-2005)

Loại và nhóm cốt thép căng trước		Cấp độ bền bê tông
1. Thép sợi nhóm:		
B-II (có neo)		$\geq B20 (\geq M250)$
Bp-II (không neo) có đường kính:	$\leq 5 \text{ mm}$	$\geq B20 (\geq M250)$
Bp-II (không neo) có đường kính:	$\geq 6 \text{ mm}$	$\geq B30 (\geq M400)$
K-7 (cáp 7 sợi) và K-19 (cáp 19 sợi)		$\geq B30 (\geq M400)$
2. Thép thanh không có neo, có đường kính:		
+ từ 10 mm đến 18 mm, nhóm:	C-IV, A-IV	$\geq B15 (\geq M200)$
	A-V	$\geq B20 (\geq M250)$
	A-VI, A_T-VII	$\geq B30 (\geq M400)$
+ đường kính $\geq 20 \text{ mm}$, nhóm:	C-IV, A-IV	$\geq B20 (\geq M250)$
	A-V	$\geq B25 (\geq M350)$
	A-VI, A_T-VII	$\geq B30 (\geq M400)$



a) Thép trơn; b) Bó sợi không trơn; c) Bó sợi gồm sáu dây thép trơn, mỗi dây bao bọc bởi sợi thép $\Phi 5$; 2- sợi thép $\Phi 1$ quấn ngoài bó sợi; 3- Thành rãnh, 4 - cầu kỳ.

Hình 2.6. Các chế phẩm sợi thép

✓ *Đặc tính yêu cầu của cốt thép ứng dụng trong:*

1. Cường độ kéo cao.
2. Độ dẻo, ít bị ăn mòn.
3. Độ uốn, tại các điểm uốn (harping point) và gần vùng neo.
4. Lực dính bám với bê tông cao, đặc biệt cho kết cấu căng trước.
5. Số chủng loại sản phẩm, để giảm thiểu hao hụt trong thép.

+ Ứng suất ban đầu khi căng thép ứng dụng trong:

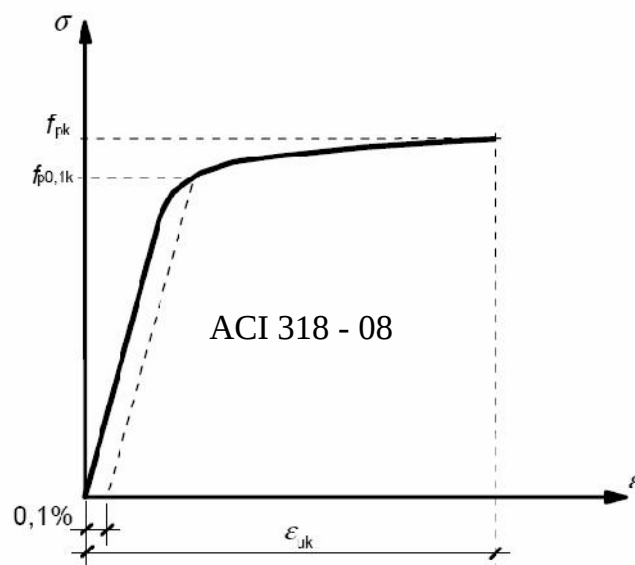
$$f_{p0} \leq \min(0,80 f_{pu} ; 0,94 f_{py})$$

+ Ứng suất ngay sau khi cốt thép ứng dụng trong (transfer):

$$f_{p1} \leq \min(0,74 f_{pu} ; 0,82 f_{py})$$

+ Ứng suất tại đầu neo sau khi cốt thép ứng dụng trong:

$$f_{p2} \leq 0,70 f_{pu}$$



Hình 2.7. Ứng suất và biến dạng của cốt thép ứng dụng trong

Bảng 2.2. Giới hạn tải thiêu của thép thanh ống lọc (theo TCXDV: 356-2005)

Nhóm thép thanh	Giới hạn chảy, MPa	Giới hạn bền, MPa
C-IV, A-IV (cán nóng)	≥ 590	≥ 900
A-V (cán nóng)	≥ 788	≥ 1000
A-VI (cán nóng)	≥ 980	≥ 1250
A_T-VII (nhiệt luyện)	≥ 1175	≥ 1400

Bảng 2.3. Giới hạn tải thiêu của thép sợi ống lọc (theo TCXDVN: 356 - 2005)

Nhóm thép sợi	Giới hạn chảy, MPa	Giới hạn bền, MPa
Bp-II (kéo nguội)	≥ 1500	≥ 1780
	≥ 1400	≥ 1670
	≥ 1300	≥ 1570
	≥ 1200	≥ 1470
K-7 (cáp 7 sợi)	≥ 1500	≥ 1770
	≥ 1400	≥ 1670
K-19 (cáp 19 sợi)	≥ 1500	≥ 1770

Bảng 2.4. Giới tính của thép ống lọc trong kết cấu (22TCN: 272 - 05)

Nhóm thép dự ứng lực	Mức thép dự ứng lực	Đường kính (mm)	Giới hạn bền, f_{pu} (MPa)	Giới hạn chảy, f_{py} (MPa)	Mô đun đàn hồi, E_{ps} (MPa)
Dạng cáp (tao thép)	Mức 250	6,3→15,2	1725	85-90% f_{pu}	197000
	Mức 270	9,5→15,2	1860	85-90% f_{pu}	197000
Dạng thanh	Loại 1, trơn	19→35	1035	85% f_{pu}	207000
	Loại 2, gờ	15→36	1035	80% f_{pu}	207000

Chú ý:

- o Cáp ống lọc thông thường có giới hạn chảy: $f_{py} = 85\% f_{pu}$
- o Cáp ống lọc chùng ống suất thép có giới hạn chảy: $f_{py} = 90\% f_{pu}$

✓ Cáp ng l c tr c không dính



Đường kính danh định	15.24mm (0.6 inch)
Tiết diện ngang	140mm ²
Trọng lượng (cả vỏ bọc + mỡ)	1.2315 Kg/m
Giới hạn chảy	1690N/mm ²
Giới hạn bền kéo	1860N/mm ²
Mô đun đàn hồi	195KN/mm ²
Lực kéo đứt tối thiểu của 1 tao cáp	260KN
Tiêu chuẩn áp dụng	ASTM A416

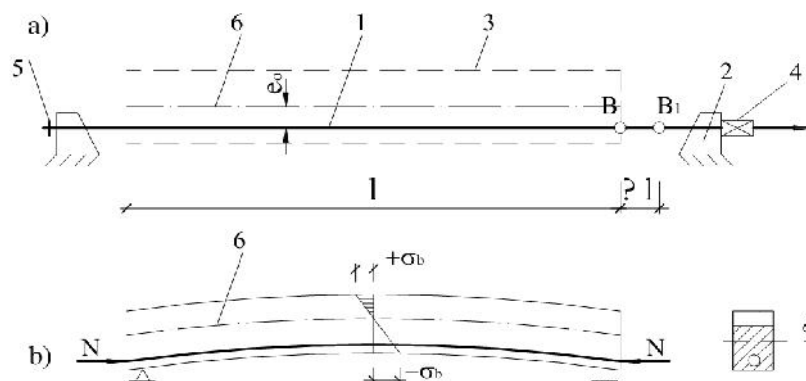
Hình 2.8. Cáp ng l c tr c không dính

2.2. Hệ thống căng tr c và thi t b

2.2.1. Định nghĩa

Cáp thép ng l c tr c neo m t đầu c đ nh vào b c còn đầu kia đ c kéo ra v i l c kéo N (Hình 2.1.a). Dưới tác động của l c kéo N , cáp thép đ c kéo trong giới hạn đàn hồi và sẽ giãn dài ra m t đo n D_1 , t ng v i các ng suất xuất hiện trong cáp thép, đ m B c a thanh đ c d ch chuyển sang đ m B_1 , khi đó, đầu còn l i c a cáp thép đ c c đ nh n t vào b.

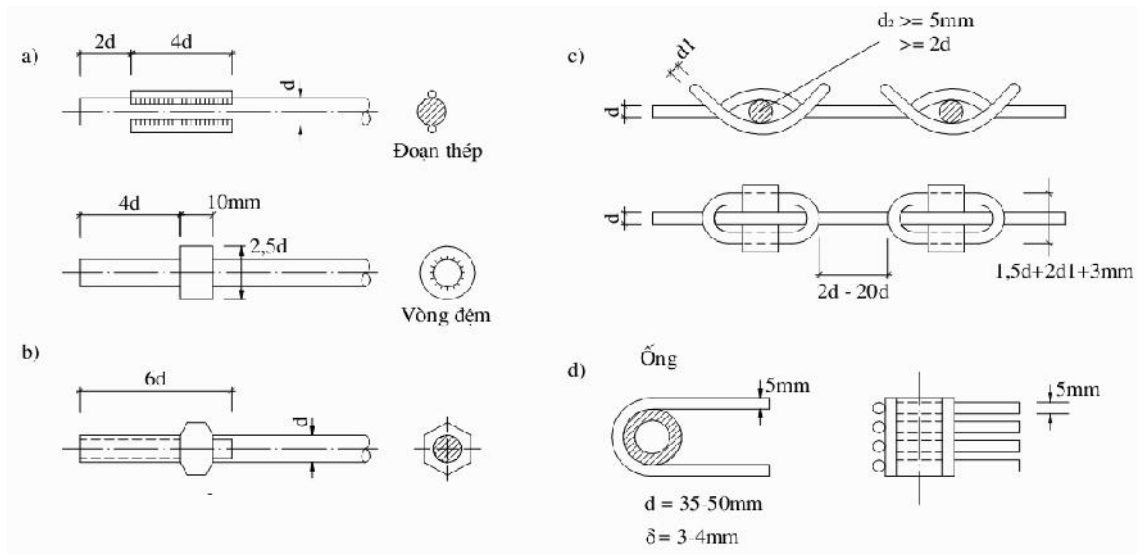
Ti p đó, đ t các cáp thép thông th ng khác r i đ b t ng. Đ i cho b t ng đông c ng và đ t đ c c n thi t R_n thì th các cáp thép ng l c tr c r i kh i b (g i là buông cáp thép). Nh m t lò so b kéo căng, các cáp thép này có su h ng co ng n l i à thông qua l c dính gi a nó v i b t ng trên su t chi u dài c a c u ki n, c u ki n s b nén v i giá tr b ng l c N đã dùng khi kéo cáp thép (Hình 2b).



- a- Tr c khi buông cáp thép; b- Sau khi buông cáp thép ng l c tr c
- 1- Cáp thép ng l c tr c; 2- B căng; 3- Ván khuôn; 4- Thiết bị kéo thép;
5- Thiết bị c đ nh cáp thép ng l c tr c; 6- Tr c trung tâm.

Hình 2.9. Sơ đồ phương pháp căng tr c

Đ tăng thêm l c dính gi a bê tông và c t thép, ng i ta th ng dùng c t thép ng l c tr c là c t thép có có g hoặc là c t thép tr n đ c xo n l i, hoặc là hai đ u có c u t o nh m u neo đ c bi t



a- Hàn đ n thép ng n hay vòng đ m;

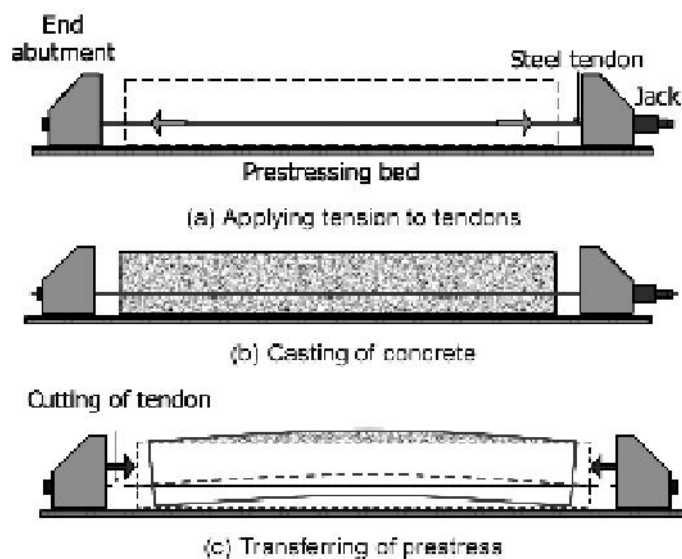
b- Ren các g xo n c; c- Neo l i vòng; d- Neo l i ng.

Hình 2.10. Neo c t thép trong ph ng pháp căng tr c

2.2.2. Các giai đ n căng tr c

G m các giai đ n chính nh sau:

1. Đ t thép ng l c tr c và neo vào các b c căng.
2. G n các thi t b c căng thép ng l c tr c
3. Căng thép ng l c tr c.
4. Đ bê tông.
5. C t b thép ng l c tr c hai đ u.



Hình 2.11. Các giai đ n căng tr c

2.2.3. Ưu điểm và nhược điểm của phương pháp căng tr

✓ Ưu điểm:

– Căng tr thu n l i trong ch t o c u k i n b ê t ô n g n g l c tr c đúc s n k i n s n xu t hàng lo t, có kh i l n g l n trong nhà máy (D m, Panen, c t đ i n, c t b ê t ô n g).

– Thi t b đ u neo nh , không l n.

✓ Khuy t đ i m:

– C n có sàn căng (prestressing bed) trong quá trình căng thép.

– B ê t ô n g c n có th i gian ch trong ván khuôn tr c khi đ t c n g đ y ê u c u.

– Ph i đ m b o l c d i n h t t g i a b ê t ô n g và thép n g l c tr c.

2.2.4. Thi t b căng tr

Thi t b căng tr c bao g m:

– Sàn căng (prestressing bed).

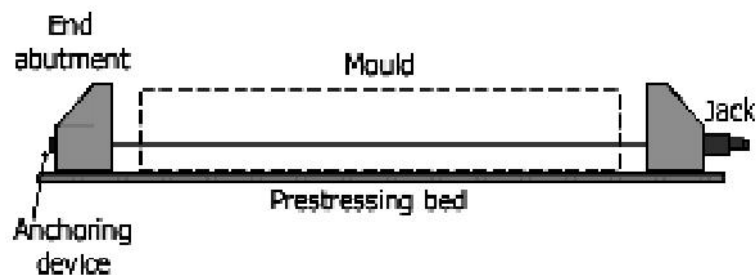
– B neo (end abutment).

– Ván khuôn (mould).

– K i c h căng thép (jack).

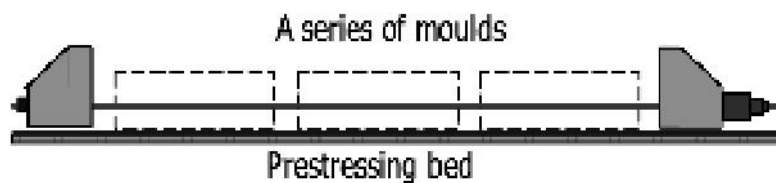
– Đ u neo (anchorage device).

– Thi t b “u n cong” cáp (harping device)



Hình 2.12. Thi t b căng tr

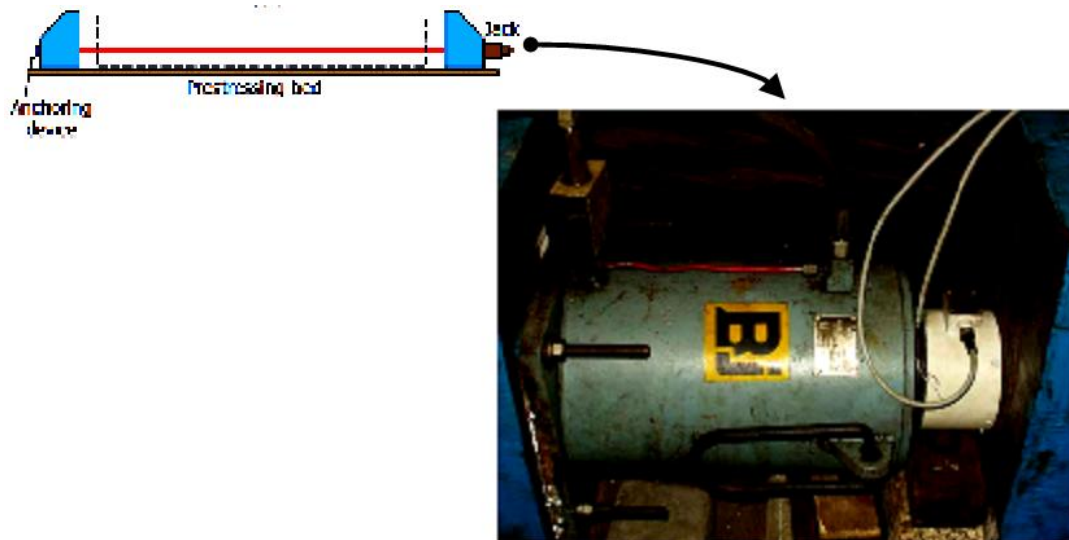
✓ H th ng căng tr c Hoyer



Hình 2.13. H th ng căng tr c Hoyer

H th ng căng tr c Hoyer này có kh năng căng tr c m t s c u k i n b ê t ô n g n g l c tr c cùng m t lúc, r t u v i t khi s n xu t k t c u hàng lo t

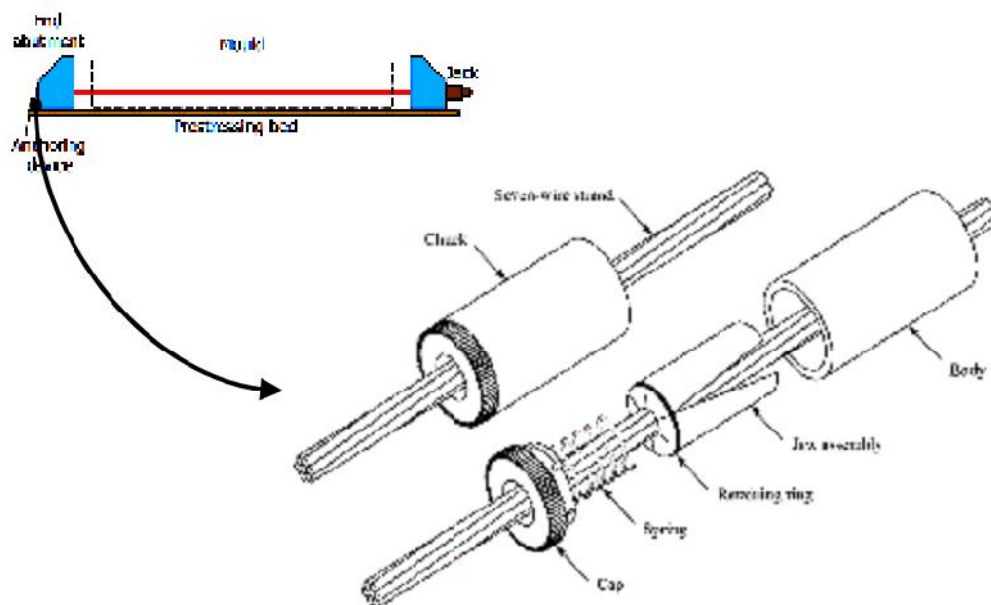
- ✓ Kích thủy lực căng thép bằng lực trực



Kích thủy lực hành trình kép + load cell

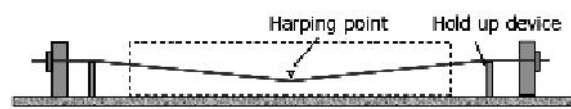
Hình 2.14. Kích thủy lực căng thép bằng lực trực

- ✓ Thiết bị đỡ neo căng trực



Hình 2.15. Thiết bị đỡ neo căng trực

- ✓ Sơ đồ “uốn cong” cáp (harping)



a)- Trước khi đúc bê tông cấu kiện



b)- Sau khi đúc bê tông cấu kiện

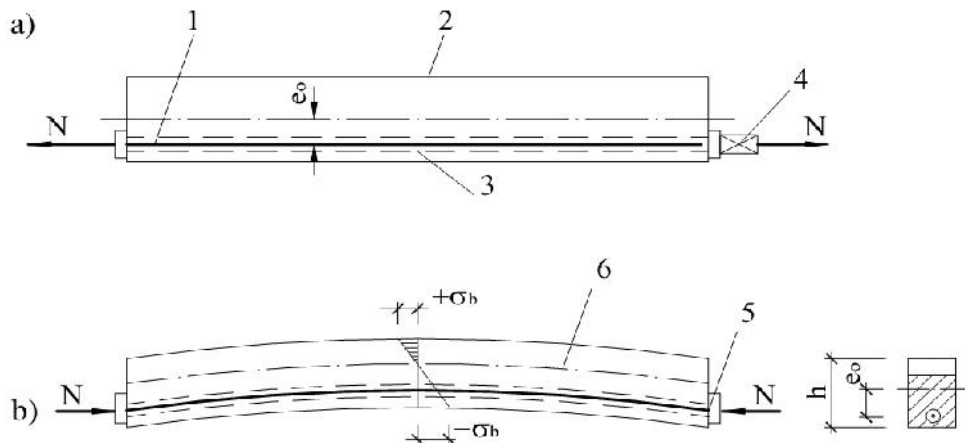
Hình 2.16. Sơ đồ “uốn cong” cáp (harping)

2.3. Phương pháp căng sau (căng trên bê tông)

2.3.1. Định nghĩa

Trước khi đổ các cốt thép thông thường vào các văng rãnh bê tông, kiểm tra hoặc bằng vật liệu khác để tạo các rãnh dọc, rồi đổ bê tông. Khi bê tông đổ đến cốt văng định hình R_n thì tiến hành luồn và căng cốt thép văng dọc trước khi đổ văng cuối. Sau khi căng xong, cốt văng dọc trước đổ neo chôn vào đầu cuối kiến (Hình 4). Thông qua các neo đó cuối kiến sẽ nén bê tông dọc đã dùng khi kéo căng cốt thép. Tiếp đó, ngói ta bơm vữa vào trong văng rãnh để bao bọc cốt thép khi bị ăn mòn và tạo ra lực dính giữa bê tông với cốt thép thành một khối chỉnh thể.

Để bao bọc tốt tất cả truy cập dọc nén lên cuối kiến, ngói ta chỉ tạo các loại neo đặc biệt như neo Freyssinet (Neo bó sợi thép khi dùng kích hai chiều - Hình 5).

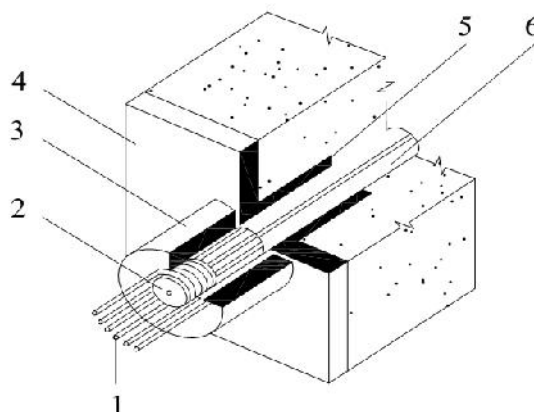


a- Trong quá trình căng ; b- Sau khi căng.

1- Cốt thép văng dọc trước ; 2- Cuối kiến bê tông cốt thép ;
3- Văng rãnh ; 4- Thiết bị kích ; 5- Neo ; 6- Trục trung tâm.

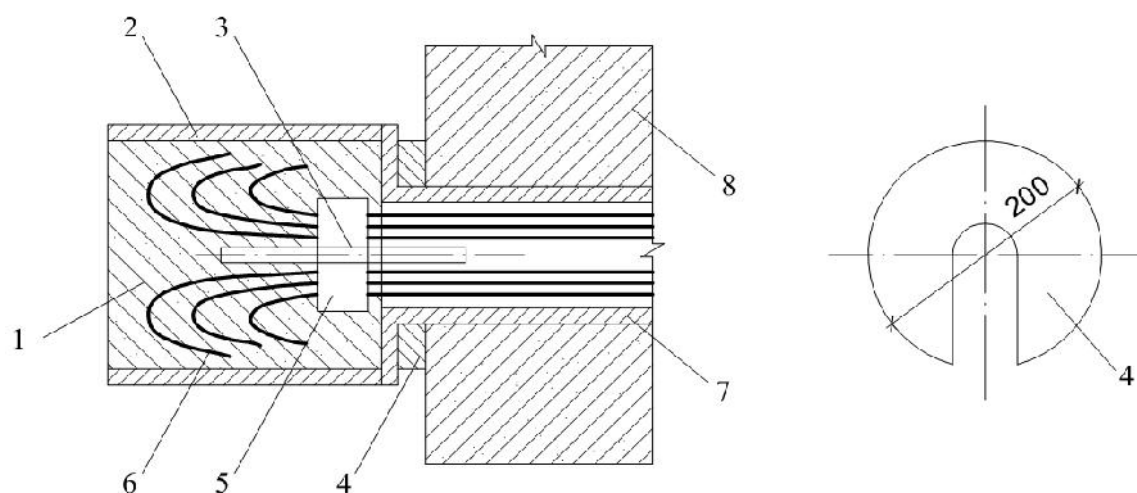
Hình 2.17. Sơ đồ phương pháp căng sau

Các loại neo thép



1- Bó sợi thép, 2- Chêm hình côn, 3- Khối neo bằng thép
4- Bản thép truy cập dọc, 5- Đầu neo, 6- Văng rãnh

Hình 2.18. Neo bó sợi thép khi dùng kích hai chiều



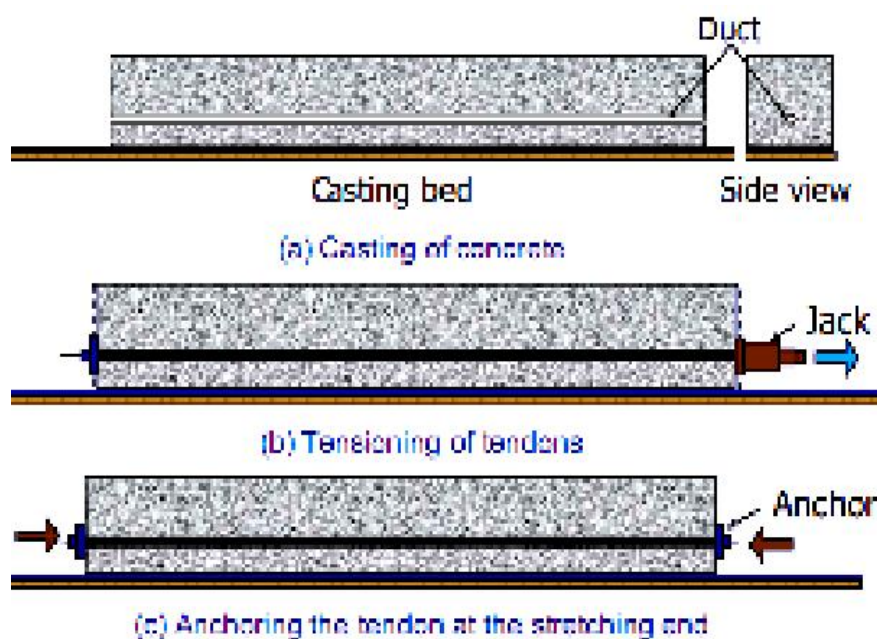
1-Bê tông, 2-Các bìa thép, 3-Chốt thép, 4-Vòng dũa bìa thép
5- Vòng kẹp, 6-Bộ sợi thép, 7- Ống tulo rãnh, 8-Cụ kiểu.

Hình 2.19. Neo kiểu cũ.

2.3.2. Các giai đoạn căng sau

Các giai đoạn căng sau bao gồm:

1. Đặt thép vào ống lồng.
2. Đổ bê tông.
3. Gắn thiết bị neo và kích căng thép vào ống lồng.
4. Căng thép vào ống lồng.
5. Gắn nêm giữ thép vào ống lồng.
6. Cắt bỏ thép vào ống lồng ở hai đầu.



Hình 2.20. Các giai đoạn căng sau

2.3.3. Ưu khuyết điểm của phương pháp căng sau

✓ Ưu điểm:

– Căng sau thuận lợi trong chế tạo kết cấu bê tông có các trục để tải có kích thước lớn.

– Bê tông có thời gian chờ trong khuôn trước khi đổ tiếp nên yêu cầu ít hơn so với căng trước.

✓ Khuyết điểm:

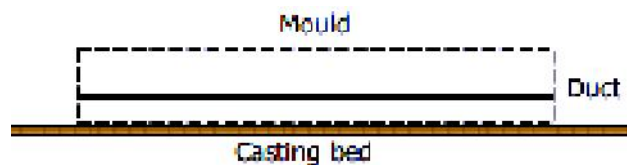
– Yêu cầu thiết bị neo đầu cuối.

– Yêu cầu thiết bị bơm vữa chèn chuyên dùng.

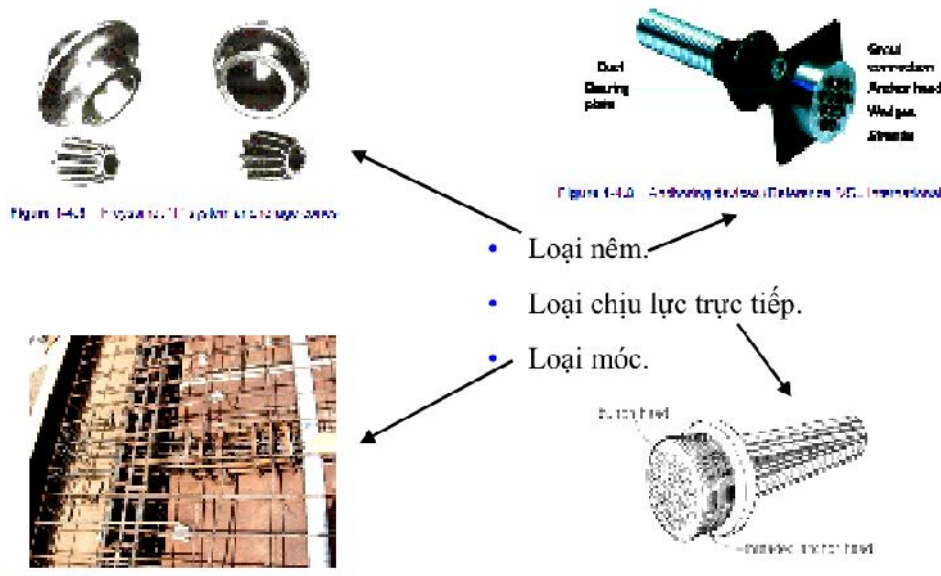
2.3.4. Thiết bị căng sau

Phương pháp căng sau bao gồm các thiết bị sau:

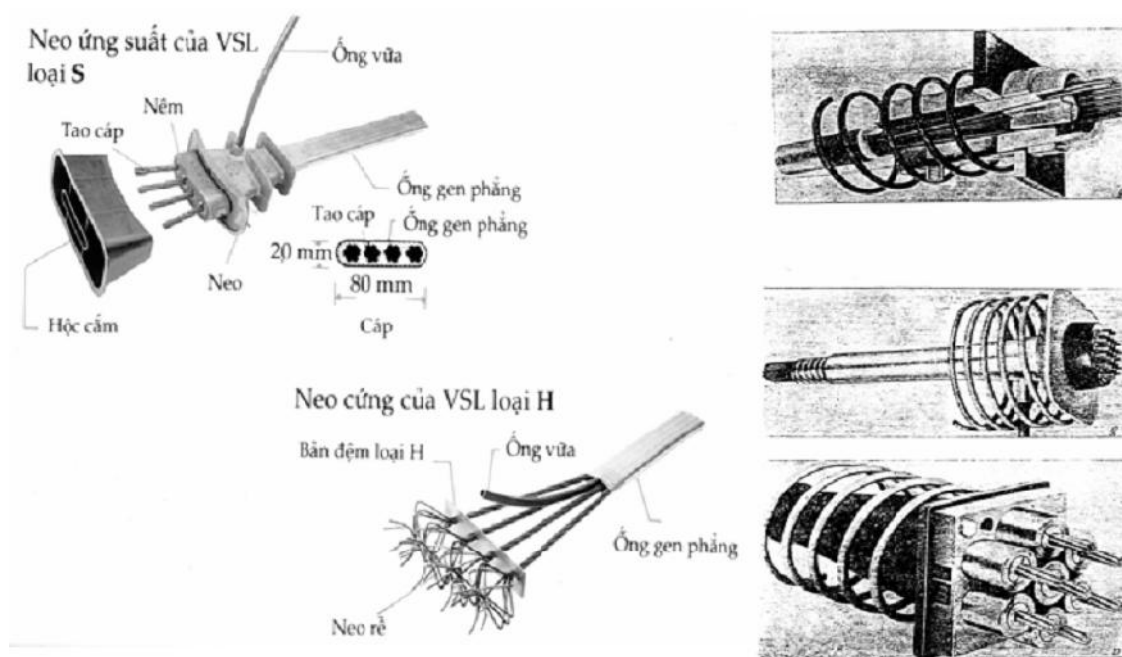
- Sàn đúc (casting bed).
- Ván khuôn (mould).
- Ống cáp (duct).
- Đầu neo (anchorage device).
- Kích căng (jack).
- Thiết bị nối cáp (coupler).
- Thiết bị bơm vữa chèn (grouting equipment).



Hình 2.21. Sàn đúc, ván khuôn



Hình 2.22. Thiết bị đầu neo căng sau



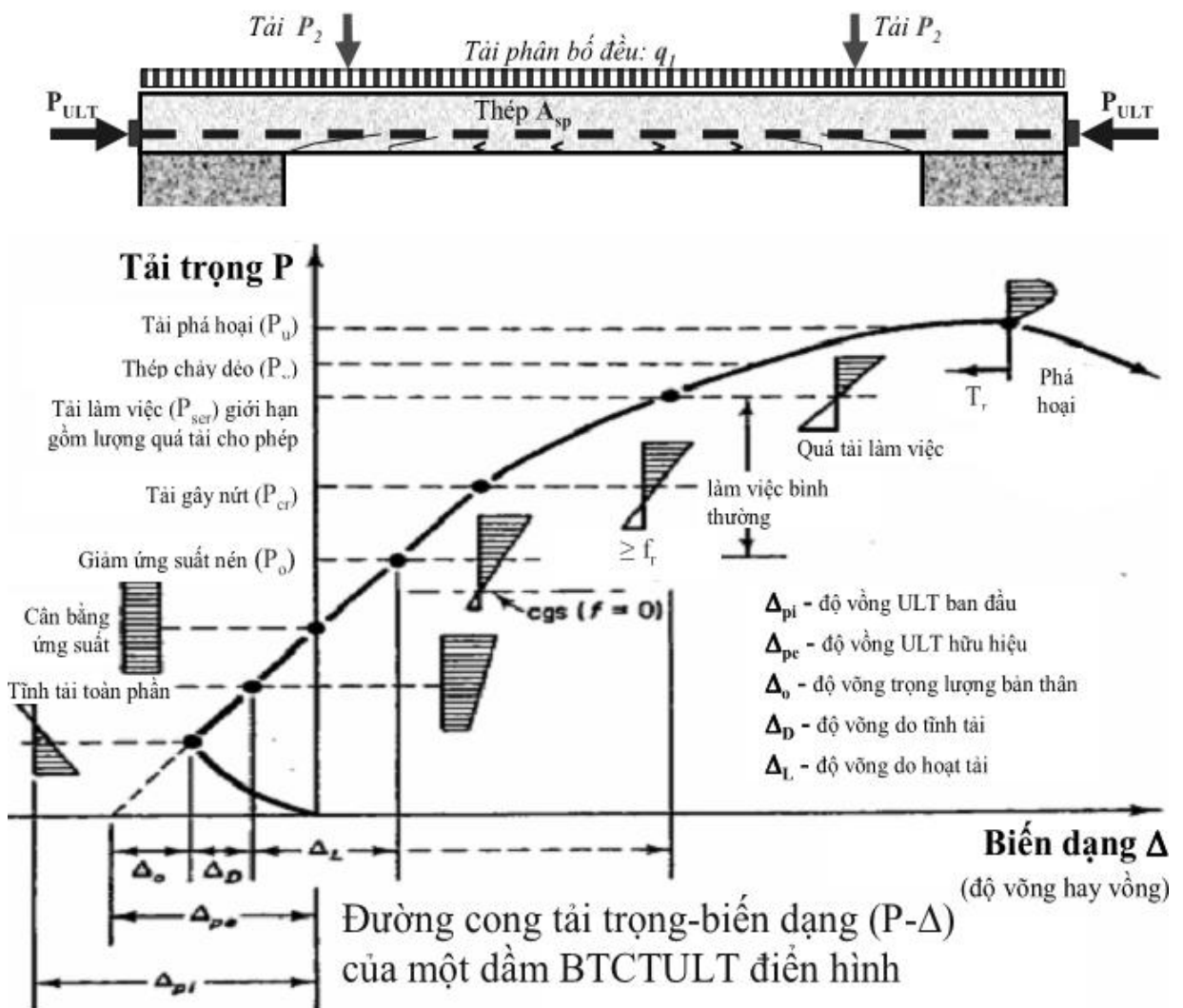
Hình 2.23. Thiết bị để neo căng sau

Chương 3 CÁC CHỈ DẪN TÍNH TOÁN CẤU BÊ T

3.1. Mô hình

Giống như cấu kiện bê tông cốt thép thông thường, cấu kiện bê tông cốt thép ứng lực trước cũng cần phải được tính toán theo hai nhóm trạng thái giới hạn. Khi tính cấu kiện bê tông cốt thép ứng lực trước theo nhóm trạng thái giới hạn thì ngoài việc tính theo công thức, theo định luật (nếu có khả năng mặt cắt định luật), theo mô đun (nếu chịu tải trọng định luật), còn cần phải tính toán kiểm tra khi buông cốt thép trong giai đoạn chế tạo và công thức chịu nén của cốt thép và cốt thép các thiết bị neo. Tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thì hai bao gồm tính toán kiểm tra khả năng chịu tải và biến dạng của cấu kiện. Việc tính toán theo hai nhóm trạng thái giới hạn thì có liên quan mật thiết đến sự phân bố ứng suất trong cốt thép và trong bê tông, cũng như các hao tổn ứng suất trong quá trình chế tạo và sử dụng của cấu kiện.

- ✓ *Đường cong tải trọng và biến dạng (P - Δ) của dầm bê tông cốt thép ứng lực trước*



Hình 3.1. Đường cong (P - Δ) của dầm bê tông cốt thép ứng lực trước

✓ Các nội dung tính toán cần biết

Theo tiêu chuẩn TCVN: 356 - 2005, cấu kiện bê tông cốt thép ứng lực trước cần được tính toán theo 2 nhóm trạng thái giới hạn:

- Nhóm trạng thái giới hạn I: Khả năng chịu tải.
- Nhóm trạng thái giới hạn II: Điều kiện làm việc bình thường.

✓ Theo tiêu chuẩn ACI 318 (Mỹ), cấu kiện bê tông cốt thép ứng lực trước cần được tính toán theo 3 trạng thái:

- Giai đoạn nén trước (prestress transfer) ứng dụng tải trọng và giai đoạn vữa đông.
- Giai đoạn làm việc bình thường (service load state - SLS), ứng dụng tải trọng và phạm vi thay đổi của tải trọng gây ra: $P_o \leq P \leq P_{ser}$
- Trạng thái giới hạn cuối cùng (ultimate load state - ULS), ứng dụng tải trọng và tải trọng gây ra tải trọng (tải phá hoại): $P = P_u$

3.2. Trạng thái ứng suất trong cốt thép và trong bê tông

Trạng thái ứng lực trước của cấu kiện bê tông cốt thép ứng lực trước là trạng thái giới hạn S_o và S'_o trong cốt thép căng trước F_H và F'_H (F_H và F'_H tương ứng ứng dụng tải trọng kéo và nén của cấu kiện). Trạng thái này được chọn theo quy định của quy phạm.

Khi căng cốt thép bằng phương pháp căng:

- Đối với thép thanh:

$$0,35R_{HC} \leq \sigma_o \leq 0,95R_{HC} \quad (3.1)$$

- Đối với sợi thép cuộn dây:

$$0,25R_{HC} \leq \sigma_o \leq 0,75R_{HC} \quad (3.2)$$

Ngoài ra, để đo kiểm tra ứng suất trong cốt thép ứng lực trước thì đi kèm kèm theo việc căng trên bàn, hoặc tải trọng đứt của các căng khi căng cốt thép trên bê tông, người ta đã đưa vào khái niệm ứng suất khống chế.

- Khi căng cốt thép trên bàn:

Trạng thái ứng suất khống chế lấy bằng trạng thái S_o và S'_o sau khi đã kể đến các hao tổn ứng suất do biến dạng của neo (S_{neo}) và của ma sát (S_{ms}).

$$\sigma_{HK} = \sigma_o - \sigma_{neo} - \sigma_{ms}; \quad \sigma'_o = \sigma'_o - \sigma'_{neo} - \sigma'_{ms} \quad (3.3)$$

Khi căng trên bê tông:

$$\sigma_{BK} = \sigma_o - n_H \sigma_{bH}; \quad \sigma'_{HK} = \sigma'_o - n_H \sigma'_{bH} \quad (3.4)$$

Trong đó:

+ s_{bH} và s'_{bH} - ứng suất trượt trong bê tông ngang mặt trượt tâm cốt thép F_H và F'_H (có kể đến các hao tổn ứng lực trượt khi ép bê tông);

+ n_H - Tỷ số giữa mô đun đàn hồi của cốt thép căng E_H và mô đun đàn hồi của bê tông E_b . $n_H = E_H/E_b$.

Trong thực tế, do sai số của các dòng chảy, do nhiều nguyên nhân chưa được xét đến một cách chính xác trong lúc tính toán... Để xét đến điều đó, người ta đưa vào hệ số chỉnh xác khi căng cốt thép m_t .

Lấy m_t bằng 0,9 hoặc bằng 1,1 nếu việc giảm hoặc tăng ứng suất trong cốt thép là bất lợi đối với kết cấu. Lấy m_t bằng 1 khi tính toán các hao tổn ứng lực trượt trong cốt thép và khi tính toán theo sơ đồ rỗng khe nứt, cũng như khi tính theo biến dạng.

Đối với bê tông đã biến dạng tỉ biến và hao tổn ứng suất trong cốt thép không quá lớn, qui phạm qui định tỷ số giữa ứng suất nén trượt s_{bH} trong bê tông và cường độ khi vuông R_o của bê tông lúc buông cốt thép không được lớn hơn tỷ số giới hạn cho trong bảng 3.1.

Cường độ khi vuông R_o của bê tông lúc buông cốt thép nên lấy không nhỏ hơn 0,8 lần cường độ khi vuông thí nghiệm, và không nhỏ hơn 140 kG/cm^2 , còn khi dùng cốt thép thanh loại A_T -VI và dây cáp thì không được lấy nhỏ hơn 200 kG/cm^2 .

Bảng 3.1. Tỷ số giữa hạn của tỷ số s_{bH}/R_o

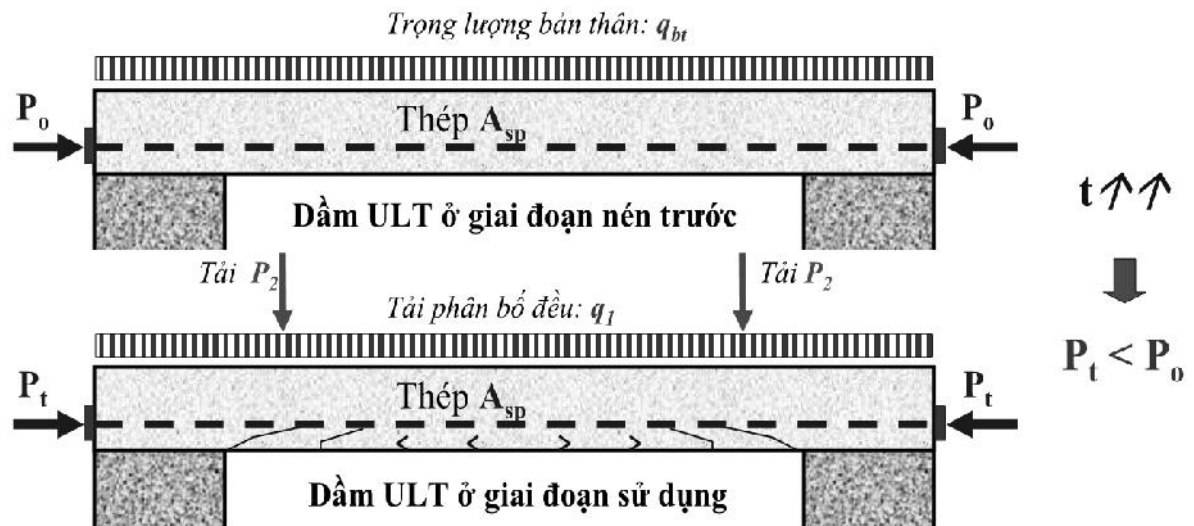
Trạng thái ứng suất của tốt điển	Phương pháp căng	Tỷ số s_{bH}/R_o khi nén	
		Đúng tâm	Lệch tâm
Ứng suất nén tăng khi ngoại lực tác động	Căng trước	0,50	0,55
	Căng sau	0,45	0,50
Ứng suất nén giảm khi ngoại lực tác động	Căng trước	0,65	0,75
	Căng sau	0,55	0,65

3.3. Sự hao ứng suất trong kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trượt

3.3.1. Định nghĩa

Sau một thời gian, do rất nhiều nguyên nhân khác nhau, ứng lực trượt trong cốt thép bị giảm đi (thậm chí bị triệt tiêu và hiệu quả của ứng lực trượt hoàn toàn biến mất). Hiện tượng này được gọi là “tổn hao ứng suất”.

Do đó việc đánh giá đầy đủ chính xác các nguyên nhân gây hao tổn ứng suất trong cốt thép ứng lực trượt là vấn đề hết sức quan trọng đối với việc thiết kế kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trượt.



Hình 3.2. Tỷ lệ hao hụt suất trong kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước

3.3.2. Phân loại

Căn cứ vào nguyên nhân gây hao tổn năng suất, người ta chia năng suất hao trong đất theo mức độ trở ra thành các loại cây bón phân đây.

Bảng 3.2. Phân loại các tổn hao năng suất

Stt	Phân công pháp căng trước	Phân công pháp căng sau
1	Do biến dạng đàn hồi của bê tông	Nếu các sợi cáp được căng của bê tông đang thi thì không xảy ra hao hụt do biến dạng đàn hồi. Nếu các sợi cáp được căng lên rồi thì sẽ xảy ra hao hụt do biến dạng đàn hồi của bê tông
2	Do chùng lệch suất trong thép	Do chùng lệch suất trong thép
3	Do co ngót của bê tông	Do co ngót của bê tông
4	Do trượt biến nhanh ban đầu của bê tông	Do trượt biến nhanh ban đầu của bê tông
5	Không tẩm tời	Do ma sát của cốt thép với thành ống
6	Không tẩm tời	Do biến dạng của neo và sẽ ép sát các tấm đệm
7	Do chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép và thi công bê tông	Do chênh lệch nhiệt độ giữa cốt thép và thi công bê tông
8	Bê tông cốt thép vòng, hoặc cốt thép xoắn ép lõm xuống	Bê tông cốt thép vòng, hoặc cốt thép xoắn ép lõm xuống

1) Do tính chùng ng suất của cốt thép

Hiệu suất chùng ng suất là hiệu suất ban đầu trong cốt thép ng l c tr c gi m b t theo th i gian trong khi chi u dài của cốt thép v n gi nguyên không i.

Khi căng b ng ph ng pháp c h c, ng suất hao (kG/cm^2) đ c tính theo công th c sau:

Đ i v i s i thép c ng đ cao:

$$\sigma_{ch} = (0,22 \frac{\sigma_o}{R_{HC}} - 0,1) \sigma_o \quad (3.5)$$

Đ i v i cốt thép thanh:

$$\sigma_{ch} = 0,1 \sigma_o - 200 \quad (3.6)$$

Tr s s_o tính b ng kG/cm^2 và không k đ n các hao t n ng suất. Khi tính s_{ch} , n u ra k t qu âm, thì xem nh $s_{ch} = 0$.

2) Do s chênh l ch nhiệt đ gi a cốt thép và th i t b c ng (s_{nh})

ng suất hao s_{nh} x y ra khi bê tông đông c ng trong đi u ki n đ c đ ng h nhiệt và đ c tính theo (3.7): $s_{nh} = 12,5 \Delta t$ (3.7)

Trong đó Δt - s chênh l ch nhiệt đ gi a cốt thép và b c ng tính b ng đ bách phân. Khi không đ s li u chính xác có th l y Δt b ng 65°C .

3) Do s biến đ ng của neo và s ép sát các t m đ m (s_{neo})

$$\sigma_{nao} = \frac{\lambda}{L} E_H \quad (3.8)$$

Trong đó: + L - chi u dài của cốt thép căng, tính b ng mm (trong ph ng pháp căng tr c là kho ng cách gi a hai b c ng, trong ph ng pháp căng sau là chi u dài của cốt thép n m trong c u ki n);

+ λ - t ng s biến đ ng của b n thân neo, của khe h t i neo, của s ép sát các t m đ m... l y l theo s li u th c nghi m. Khi không có s li u th c nghi m có th l y $\lambda = 2\text{mm}$ cho m i đ u neo.

4) Do s ma sát của cốt thép v i thành ng (s_{ms})

Trong ph ng pháp căng sau, s_{ms} đ c tính theo công th c

$$\sigma_{ms} = \sigma_0 \left(1 - \frac{1}{e^{kx - \mu \theta}} \right) \quad (3.9)$$

Trong đó:

- e là c s lôgarit t nhiên;
- k -h s xét đ n s chênh l ch v trí đ t ng so v i v trí thi t k (b ng 3.3);
- x -chi u dài đo n ng (tính b ng m) k t thi t b c ng đ y g n nh t t i t i t đ n tính toán;
- m -h s ma sát gi a c t thép và thành ng (b ng 3.3);
- q -t ng góc quay c a tr c c t thép, tính b ng radian.

Trong ph ng pháp căng tr c, n u có thi t b gá l p đ c bi t đ t o đ c ng, thì S_{ms} tính theo công th c trên v i $x=0$ và $m=0,25$.

B ng 3.3. H s k và μ đ xác đ nh s hao ng su t ma sát

Loại ng rãnh	Tr s k	Tr s m khi c t thép là	
		Bó s i thép	Thanh có g
ng có b m t kim lo i	0,003	0,35	0,40
ng v i b m t bê tông			
-T o nên b ng lõi c ng	0	0,55	0,65
-T o nên b ng lõi m m	0,0015	0,55	0,65

5) Do t bi n nhanh ban đ u c a bê tông (S_{tbn})

Trong ph ng pháp căng tr c, ng su t hao này x y ra ngay sau khi buông c t thép đ ép bê tông. Đ i v i bê tông khô c ng t nhiên:

$$\sigma_{tbn} = 500 \frac{\sigma_{ti}}{R_o} \text{ khi } \frac{\sigma_{ti}}{R_o} \leq a \quad (3.10)$$

$$\sigma_{tbn} = 500 \cdot 1000b \left[\frac{\sigma_{bH}}{R_0} - a \right] \text{ khi } \frac{\sigma_{bH}}{R_0} > a \quad (3.11)$$

V i a và b là h s ph thu c vào mác bê tông, v i bê tông mác không nh h n 30 thì $a=0,6$ và $b=1,5$; σ_{bH} có k đ n các ng su t hao: S_{ch} ; S_{neo} và S_{ms} .

6) Do co ngót c a bê tông (S_{co})

Đ i v i bê tông n ng, đông c ng t nhiên, tr s S_{co} y theo b ng 3.4.

B ng 3.4. S hao ng su t S_{co} trong c t thép do co ngót c a bê tông, kG/cm^2

Mác bê tông	Ph ng pháp căng	
	Căng tr c	Căng sau
$\geq M40$	400	300
M50	500	350
$\geq M60$	600	500

Trong ph pháp căng sau, S_{co} có tr s bé h n là vì tr c khi buồng c t thép, bê tông đã co ngót đ c m t ph n. Bi n d ng co ngót này không nh h ng đ n s hao ng su t trong c t thép.

7) Do t bi n c a bê tông (S_{bt})

Hao t n do t bi n c a bê tông x y ra sau m t quá trình ch u nén lâu dài. Đ i v i bê tông n ng

$$\sigma_{tbn} = 2000k \frac{\sigma_{bH}}{R_o} \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bH}}{R_o} \leq 0,6; \quad (3.12)$$

$$\sigma_{tb} = 400k \left[\frac{\sigma_{bH}}{R_o} - 0,3 \right] \quad \text{khi } \frac{\sigma_{bH}}{R_o} > 0,6 \quad (3.13)$$

Trong đó $k=1$ đ i v i bê tông đông c ng t nhiên, $k=0,85$ đ i v i bê tông đ ng h nh i t; tr s σ_{bH} đ c l y b ng σ_{bH} khi tính ng su t hao do t bi n nhanh.

8) Bê tông b c t thép vòng, h c c t thép xo n c ép l m xu ng (S_{el})

Các c t thép ng l c tr c ép l m m t bê tông xu ng, do đó đ ng kính vòng thép gi m đi, gây ra s hao ng su t.

N u đ ng kính c a c u ki n < 3 m, ng su t hao l y b ng $S_{el} = 300 \text{ kG/cm}^2$.

N u đ ng kính c a c u ki n ≥ 3 m, ng su t này không đáng k , có th b qua.

Ngoài các ng su t hao c b n trên đây, trong m t s tr ng h p còn c n ph i k đ n các ng su t hao do bi n d ng c a khuôn thép. Do đ ép sát các kh i l p ghép, do k t c u ch u t i tr ng rung đ ng...

Các ng su t hao đ c chia thành hai nhóm: ng su t hao x y ra trong quá trình ch t o c u ki n cũng nh khi ép bê tông S_{h1} và ng su t hao x y ra sau khi k t thúc ép bê tông S_{h2} .

– Trong ph pháp căng tr c:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{ch} + \sigma_{nh} + \sigma_{neo} + \sigma_{ms} + \sigma_{tbn}; \quad (3.14)$$

$$\sigma_{h2} = \sigma_{co} + \sigma_{tb}$$

– Trong ph pháp căng sau:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms}; \quad (3.15)$$

$$\sigma_{h2} = \sigma_{ch} + \sigma_{co} + \sigma_{tb} + \sigma_{el}$$

– Trong khi tính toán, t ng các ng su t hao t n: $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$ ph i l y ít nh t b ng 1000 kG/cm^2 .

Khi thi t k các c u k n b t ng ng l c tr c, ng i ta t h ng gi thi t t ng t n hao ng su t b ng m t t l p n trăm c a ng su t ban đ u. Vì hao ng su t ph thu c vào nhi u y u t nh tính ch t c a b t ng và thép, ph ng pháp b o đ ng, đ l n c a ng l c tr c và ph ng pháp ng l c tr c nên r t khó xác đ nh chính xác t ng t n hao ng su t. Có th đ a ra m t t l đ n hình c a t ng t n hao ng su t trong đ i u k n làm vi c bình th ng nh sau:

B ng 3.5. T l hao ng su t

Lo i hao ng su t	T l hao ng su t	
	Ph ng pháp c ng tr c	Ph ng pháp c ng sau
Do co ngót đ n h i và u n c a b t ng	4	1
Do t bi n c a b t ng	6	5
Do co ngót c a b t ng	7	6
Do ch ng ng su t trong thép	8	8
T ng c ng	25	20

3.4. Tính toán ch u kéo trung tâm

3.4.1. Các giai đ n c a tr ng thái ng su t

a. C u k n c ng tr c

Đ c đ i m c n chú ý c a tr ng thái ng su t-b i n đ ng trong c u k n ng l c tr c ch u kéo trung tâm là giai đ n I. Giai đ n II và III nh c u k n ch u kéo trung tâm thông th ng (Hình 3.3.a).

- Giai đ n I₁:

C t thép đ t vào khuôn nh ng ch a c ng, ng su t trong c t thép b ng không.

- Giai đ n I₂:

C t thép đ c c ng t i ng su t kh ng ch r i c đ nh vào b, đ b t ng.

$$\sigma_{HK} = \sigma_0 - \sigma_{neo} - \sigma_{ms}$$

- Giai đ n I₃: Tr c khi b t ng đ t t i c ng đ R_o, do hi n t ng ch ng ng su t trong c t thép, do ch nh l ch nhi t đ gi a c t thép và thi t b c ng, s x y ra các ng su t hao làm gi m ng su t kh ng ch σ_{HK} trong c t thép ng l c tr c.

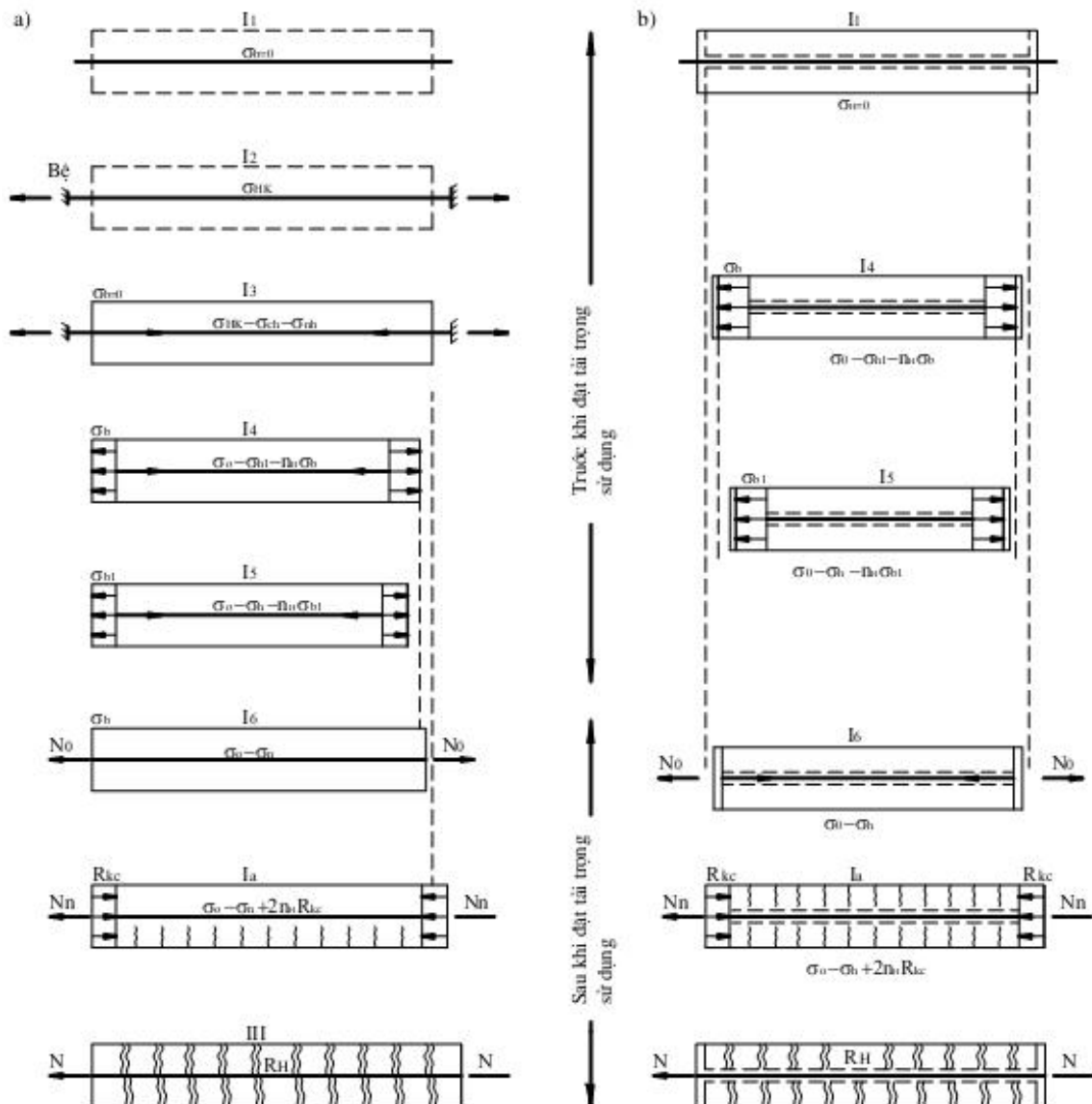
$$\sigma_H = \sigma_{HK} - \sigma_{ch} - \sigma_{nh}$$

- Giai đ n I₄: Khi b t ng đ t c ng đ R_O thì bu ng c t thép đ ép b t ng. Lúc này phát sinh b i n đ ng t bi n nhanh ban đ u và x y ra ng xu t hao σ_{tbn} . Do đó ng su t hao σ_{h1} đ t giá tr l n nh t:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms} + \sigma_{ch} + \sigma_{nh} + \sigma_{tbn}.$$

Trong giai đoạn này, ứng suất trong cốt thép tăng lên và có biểu thức:

$$\sigma_H = \sigma_o - \sigma_{h1} - n_H \sigma_b$$



a) Trước khi cốt thép đạt cường độ, b) Sau khi cốt thép đạt cường độ.

Hình 3.3. Các trạng thái ứng suất của cốt thép và cốt thép chịu kéo trung tâm

Ứng suất nén trong bê tông được tính theo công thức:

$$\sigma_b = \frac{N_{01}}{F_{qd}} \quad (13)$$

Trong đó: N_{01} - Lực nén khi bắt đầu biến dạng cốt thép.

F_{qd} - Diện tích bê tông quy đổi.

$$V \text{ i: } N_{01} = (\sigma_o - \sigma_{h1}) F_H - \sigma_{tbn} F_a$$

$$F_{qd} = F_b + n_a F_a + n_H F_H \text{ và } n_a = E_a/E_b; n_H = E_H/E_b$$

- Giai đoạn I₅: Theo thời gian, do sự co ngót và sự biến dạng của bê tông xảy ra thêm

ứng suất hao σ_{h2}

Do đó ứng suất hao t ứng c ứng $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$ và ứng suất trong c t thép ứng l c tr c b ng:

$$\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_h - n_H \sigma_{b1}$$

- Giai đoạn I₆: T i tr ứng tác d ứng gây thêm ứng suất kéo trong c t thép ứng l c tr c. Khi ứng suất nén tr c trong bê tông b tri t tiêu thì ứng suất trong c t thép b ng:

$$\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_h$$

- Giai đoạn Ia: T i tr ứng tăng lên cho đến khi ứng suất kéo trong bê tông đ t tr s R_K, khi c u ki n s p s a b n t ứng suất trong c t thép ứng l c tr c s là:

$$\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_h + 2n_H R_K$$

- Giai đoạn II: Giai đoạn xuất hi n khe n t. Lúc này toàn b l c kéo do c t thép ch u. Ứng suất kéo trong c t thép ứng l c tr c tăng lên hoàn toàn gi ng nh s tăng ứng suất trong c u ki n thông th ứng không có ứng l c tr c.

- Giai đoạn III: Giai đoạn phá ho i. Khe n t m r ng. Ứng suất trong c t thép đ t t i c ứng đ gi i h n và x y ra s phá ho i.

Qua phân tích các giai đoạn nói trên c a tr ứng thái ứng suất, có th th y vi c gây ứng l c tr c ch nâng cao kh năng ch ng n t c a c u ki n, mà không nâng cao kh năng ch u l c c a c u ki n. Vì sau khi khe n t xuất hi n, c u ki n bê tông c t thép ứng l c tr c làm vi c hoàn toàn gi ng nh c u ki n bê tông c t thép thông th ng.

b. C u ki n căng sau

Trong ph ứng pháp căng sau, các giai đoạn c a tr ứng thái ứng suất cũng t ứng t nh tr ứng h p căng tr c. Ch khác tr ứng thái ứng suất t giai đoạn I₁ chuyển ngay sang giai đoạn I₄ mà không qua các giai đoạn I₂ và I₃ (Hình 11b).

- Giai đoạn I₁: Lu n c t thép vào trong c u ki n, nh ng ch a căng.

- Giai đoạn I₄: Căng c t thép đ t t i ứng suất kh ng ch :

$$\sigma_{HK} = \sigma_0 - n_H \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{(\sigma_0 - \sigma_{h1}) F_{II}}{F_{qd}}$$

Sau đó c t thép đ c neo l i. Lúc này, do bi n d ứng c a neo và s ép sát các t m đ m, do ma sát gi a c t thép và thành ứng nên x y ra ứng suất hao có giá tr là:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms}$$

Ứng suất này làm gi m ứng suất trong c t thép ứng l c tr c.

$$\sigma_H = \sigma_0 - \sigma_{h1} - n_H \sigma_b$$

T giai đoạn I₅ đến lúc phá hoại, trạng thái ứng suất trong bê tông và cốt thép gần như đều với cường độ bền của chúng.

3.4.2. Tính toán cường độ chịu kéo trung tâm.

a. Tính theo cường độ (giai đoạn sau dẻo)

Có thể dùng để tính toán theo cường độ là giai đoạn III. Ở giai đoạn này, xem toàn bộ tải trọng đều do cốt thép chịu, nên điều kiện biến dạng là:

$$N \leq R_a F_a + m_H R_H F_H \quad (14)$$

Trong đó m_H là hệ số kể đến điều kiện làm việc của cốt thép cường độ cao khi ứng suất của nó cao hơn giới hạn chảy quy định và được lấy theo bảng 3.6

Bảng 3.6. Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép cường độ cao m_H

Loại thép	m_H
A-IV và A _T -IV	1,20
A-V, A _T -V và sợi thép cường độ cao	1,15
A _T -VI	1,10

b. Tính không cho phép nứt

Có thể dùng để tính toán cường độ không cho phép nứt là giai đoạn Ia của trạng thái ứng suất. Điều kiện để đảm bảo cho cường độ không hình thành khe nứt là:

$$N \leq R_K (F_b + 2n_H F_H + 2n_a F_a) + N_{02} \quad (15)$$

Trong đó: N - tải kéo dọc trục.

N_{02} - tải kéo khi ứng suất kéo trong bê tông vượt tiêu.

$$N_{02} = (\sigma_0 - \sigma_h) F_H - \sigma_a F_a \quad (16)$$

Với $\sigma_a = \sigma_{tbn} + \sigma_{co} + \sigma_{tb}$ và F_b - diện tích tiết diện bê tông.

Đối với cường độ đòi hỏi có tính chất ứng suất cấp I và cấp II thì N lấy là tải trọng tính toán. Đối với cường độ có tính chất ứng suất cấp III thì tính toán để kiểm tra xem có cần thiết phải tính toán theo sơ mô hình khe nứt hay không và N lấy là tải trọng tiêu chuẩn.

c. Tính theo sơ mô hình khe nứt

$$\sigma_a = \frac{N_c - N_{02}}{F_a + F_H} \quad (17)$$

Trong đó σ_a là độ tăng ứng suất trong cốt thép, kể từ lúc ứng suất nén trước trong bê tông vượt tiêu, cho đến lúc kết cấu chịu tải trọng tiêu chuẩn N_c .

d. Tính theo sơ khép kín khe nứt

Việc tính toán kiểm tra sẽ khép kín nút đỡ của xuất phát từ điều kiện nhậm đm bão sao cho sau khi bỏ nút và tải trọng tạm thời ngón hân đã qua đi thì đỡ tác động của ng l c tr c trong cốt thép, khe nút phải đỡ khép kín lại.

+ Điều kiện:

Tải trọng ngoài cùng miền chịu kéo của cầu kiểm cần phải tải trọng suất nén tr c b không nhỏ hơn 10 kG/cm^2 khi cầu kiểm chỉ có tải trọng tĩnh và tải trọng dài hân tác động.

$$\sigma_{02} + \sigma_a < kR_{HC} \quad (18)$$

Vì:

σ_{02} - ứng suất trong cốt thép ng l c tr c sau khi đã kể đến tải trọng suất hao.

σ_a - độ tăng ứng suất trong cốt thép, tính theo công thức (17).

k - hệ số lấy bằng 0,65 đối với thép và bằng 0,8 đối với thép thanh.

e. Kiểm tra ứng đỡ của cầu kiểm giai đoạn ch tải

Khi buông cốt thép ng l c tr c, cầu kiểm có thể bị ép hân, cho nên cần phải kiểm tra ứng đỡ của cầu kiểm giai đoạn này (giai đoạn I₄) theo công thức:

$$N_H < R_n F + R'_a F_a \quad (19)$$

Vì: N_H là lực nén bê tông khi buông cốt thép.

R_{nt} là ứng đỡ chịu nén của bê tông ngày thi t (lúc buông cốt thép) nhân với hệ số điều kiện làm việc của bê tông m_b .

- Đối với cầu kiểm căng tr c. $N_H = (1,1\sigma_0 - 3000)F_H$ (20)

- Đối với cầu kiểm căng sau: $N_H = 1,1(\sigma_0 - n_H \sigma_b)F_H$ (21)

- Lấy $m_b = 1,1$ đối với thép.

- Lấy $m_b = 1,2$ đối với thép thanh.

3.5. Cầu kiểm chịu uốn

3.5.1. Các giai đoạn của trạng thái ứng suất

a. Cầu kiểm căng tr c

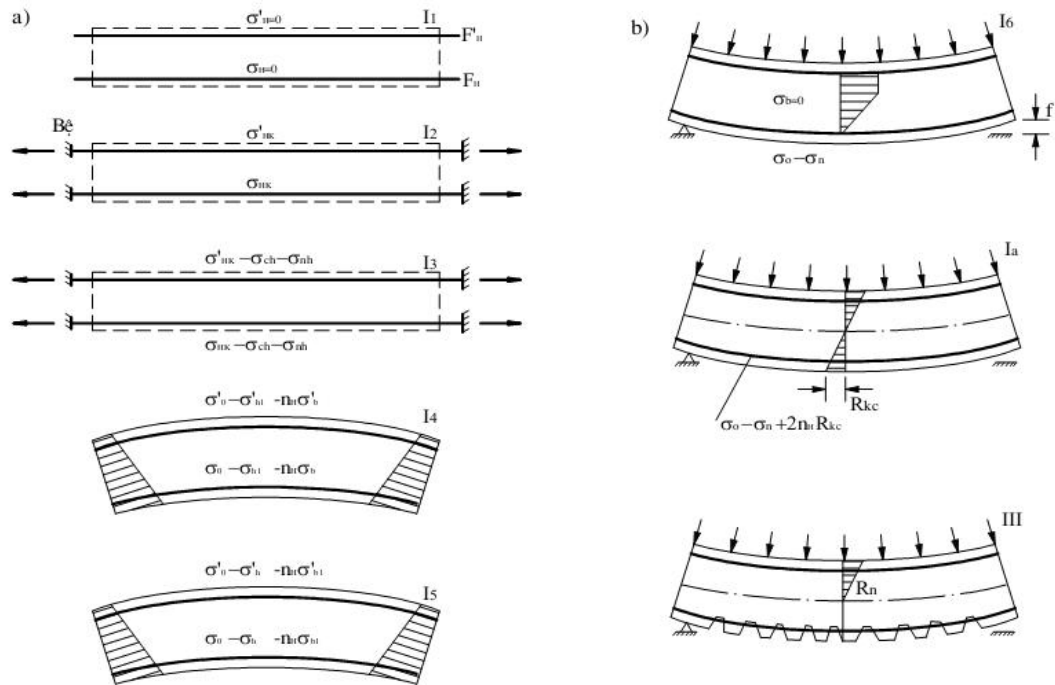
Cũng giống như cầu kiểm chịu kéo trung tâm, giai đoạn I đỡ của chia làm sáu giai đoạn trung gian, còn các giai đoạn khác tiếp theo tiếp theo trong cầu kiểm chịu uốn thông thường (Hình 3.4)

- Giai đoạn I₁: Đốt cốt thép F_H và F'_H vào khuôn.

- Giai đoạn I₂: Căng cốt thép bên d c F_H và cốt thép bên F'_H tải trọng suất kh ng chỉ σ_{HK} và σ'_{HK} (thông thường $\sigma_{HK} = \sigma'_{HK}$) rồi cố định cốt thép vào b, tiến hành đổ bê tông.

- Giai đoạn I₃: Trượt khi bê tông đạt đến cường độ R_0 , lúc này phát sinh các ứng suất hao σ_{ch} và σ_{nh} (nếu bê tông đã có ứng suất trong điều kiện dãn nở nhiệt).

$$\sigma_H = \sigma_{HK} - \sigma_{ch} - \sigma_{nh} \text{ và } \sigma'_H = \sigma'_{HK} - \sigma'_{ch} - \sigma'_{nh}$$



Hình 3.4. Sơ đồ thay đổi ứng suất của kết cấu bê tông ứng với các trường hợp chịu tải

a) Trượt khi đạt tới trạng thái dẻo, b) Sau khi đạt tới trạng thái dẻo.

- Giai đoạn I₄: Khi bê tông đạt cường độ R_0 , bắt đầu bụng cốt thép. Do cốt thép F_H và F'_H không bằng nhau ($F_H > F'_H$) nên cấu kiện bị ép lệch tâm và võng lên phía trên. Trong giai đoạn này phát sinh thêm ứng suất hao σ_{tbn} . Do đó ứng suất hao đạt giá trị σ_{hl} .

- Giai đoạn I₅: Theo thời gian xảy ra các ứng suất hao do co ngót (σ_{co}) và tải biến (σ_{tb}) của bê tông.

- Giai đoạn I₆: Tải trọng tác động, làm tăng ứng suất kéo trong cốt thép F_H và làm giảm ứng suất kéo trong cốt thép F'_H . Khi ứng suất nén trong cốt thép ngang vị trí trọng tâm cốt thép F_H bị triệt tiêu thì ứng suất trong cốt thép F_H được tính toán là $\sigma_o - \sigma_h$.

- Giai đoạn I_a: Ứng suất trong miền bê tông chịu kéo đạt cường độ giới hạn R_K , bê tông sẽ phá hoại, ứng suất trong cốt thép F_H là $\sigma_o - \sigma_h + 2n_H R_K$. Giai đoạn này là cốt thép dùng để tính toán cấu kiện không cho phép hình thành khe nứt.

- Giai đoạn II: Khe nứt xuất hiện ở miền bê tông chịu kéo. Tải trọng mới kéo do cốt thép chịu, nhưng ứng suất của cốt thép chịu kéo cũng như của bê tông chịu nén đều có giá trị tới hạn.

- Giai đoạn III: Khe nứt mở rộng, ứng suất trong cốt thép chịu kéo và cả bê tông chịu nén đều đạt tới trạng thái giới hạn, cấu kiện bắt phá hoại.

Trong giai đoạn này, khi ứng suất nén cả bê tông đạt tới trạng thái giới hạn thì ứng suất trong cốt thép F'_H là:

$$\sigma'_H = R'_H - m_1 (\sigma'_0 - \sigma'_h) \quad (22)$$

Trạng thái σ'_H có thể dương (ứng suất nén) hoặc âm (ứng suất kéo). Nên thiết kế sao cho σ'_H mang dấu dương vì trong trường hợp σ'_H mang dấu âm thì sẽ có mặt cả F'_H làm giảm khả năng chịu lực cả cấu kiện ứng lực trước.

b. Cấu kiện căng sau

Cấu kiện căng sau, trạng thái ứng suất từ giai đoạn I_1 chuyển ngay sang giai đoạn I_4 . Sau đó các giai đoạn của trạng thái ứng suất kế tiếp nhau xảy ra như trong cấu kiện căng trước.

3.5.2. Tính toán cấu kiện chịu uốn

a. Tính theo công thức trên tiết diện thẳng góc

Cách tính toán tương tự như cấu kiện bê tông cốt thép thông thường, chỉ khác là các công thức của biến có thêm thành phần cốt thép ứng lực trước. Để vẽ tiết diện chữ T trục trung hòa đi qua sợi (Hình 3.5), điều kiện công thức là:

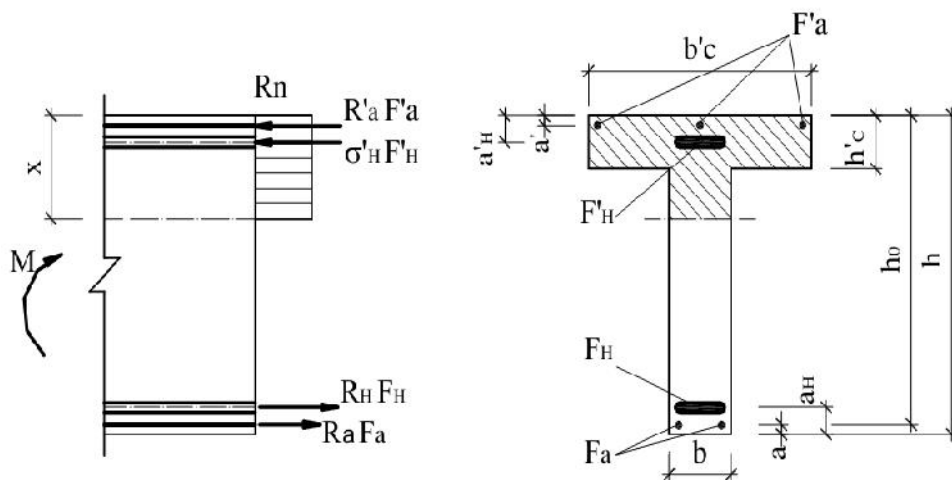
$$M < R_n b_x (h_0 - 0,5x) + R_n (b'_c - b) h'_c (h_0 - 0,5h'_c) + R'_a F'_a (h_0 - a') + \sigma'_H F'_H (h_0 - a'_H) \quad (23)$$

Chiều cao vùng chịu nén x để xác định công thức:

$$R_n [bx + (b'_c - b)h'_c] = m_H R_H F_H + R_a F_a - \sigma'_H F'_H = R'_a F'_a \quad (24)$$

Trong đó: σ'_H - ứng suất trong cốt thép F'_H để xác định theo (22).

m_H - hệ số để điều chỉnh làm việc của cốt thép công thức cao khi ứng suất cao hơn giới hạn chịu quy định; m_H để xác định theo tiêu chuẩn thiết kế.



Hình 3.5. Sơ đồ tính tiết diện chữ T, cánh nằm trong vùng nén, trục trung hòa qua sợi

b. Tính theo công thức trên tải di chuyển nghiêng

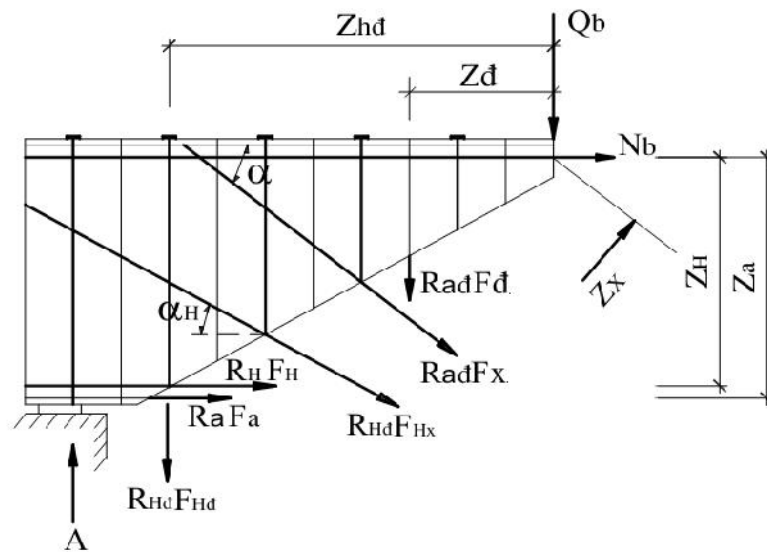
Đầu chịu tải trên tải di chuyển nghiêng trong cấu kiện bê tông có các trục chịu tải ngoài tải dọc, tải xiên và tải đai thép còn có tải dọc và tải ngang bê tông chịu tải (Hình 3.6). Việc tính toán công thức trên tải di chuyển nghiêng chịu tải dọc tải di chuyển hành tải nghiêng như cấu kiện chịu tải thông thường.

$$Q \leq Q_b + \sum R_{ad} F_d + \sum R_{ad} F_x \sin \alpha + \sum R_{Hd} F_{Hd} + \sum R_{Hd} F_{Hx} \sin \alpha \quad (25)$$

Trong đó:

Q_b - khả năng chịu tải bê tông.

R_{ad} , R_{Hd} - công thức tính toán và tải của tải thép thông thường và tải thép bê tông chịu tải



Hình 3.6. Sơ đồ tính toán nội lực trên tải di chuyển nghiêng

c. Tính công thức cấu kiện ở giai đoạn chế tạo

Tính toán cấu kiện ở giai đoạn chế tạo bao gồm:

- Kiểm tra theo điều kiện và ứng suất nén gối đầu của bê tông (bảng 3.1) lúc bắt đầu buông tải thép.

- Kiểm tra sự làm việc của tải của cấu kiện ngoài giai đoạn chế tạo. Việc kiểm tra tải di chuyển hành tải như cấu kiện chịu tải nén lệch tâm thông thường mà ngoài tải là tải nén do tải thép bê tông chịu tải gây ra.

- Kiểm tra và việc chịu tải của bê tông ở khu vực neo. Nếu khả năng chịu tải của miền bê tông neo không đủ thì phải gia công bằng các loại tải thép hoặc thép.

d. Tính toán không cho phép nứt

Để đảm bảo cho cấu kiện không hình thành khe nứt trên tải di chuyển thông góc thì phải thỏa mãn điều kiện

$$M \leq M_n \quad (26)$$

Vì M là mômen uốn do ngoại lực gây ra. Đối với cấu kiện có tính chất chung nhất cấp I và II thì M là mômen tính toán; đối với cấu kiện có tính chất chung nhất cấp III thì M là mômen tiêu chuẩn.

M_n - mômen mà cấu kiện chịu được ngay trước khi hình thành khe nứt. Có thể dùng để tính M_n là giai đoạn I_a của trạng thái ứng suất biến dạng.

$$M_n = R_k W_n + M_L \quad (27)$$

Trong đó: $R_k W_n$ là mômen chống nứt của cấu kiện bê tông cốt thép thông thường. Mômen chống nứt của cấu kiện ứng lực trước được tăng lên như M_L , do đó có thể điều chỉnh lực căng để cấu kiện không bị nứt.

e. Tính toán theo sơ mô hình và khép kín khe nứt

Vì tính toán theo sơ mô hình và khép kín khe nứt được tiến hành từng bước như cấu kiện chịu uốn thông thường và cấu kiện ứng lực trước chịu kéo trung tâm. Chỉ khác để tăng ứng suất trong cốt thép sau đó tính theo công thức:

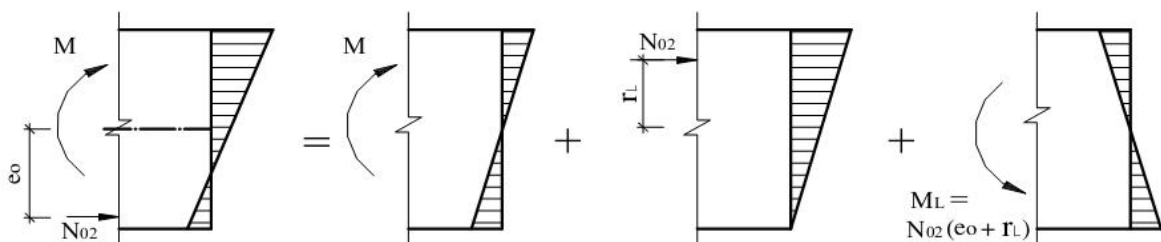
$$\sigma_a = \frac{M^c - N_{02}(Z_1 - e_H)}{(F_a + F_H)Z_1} \quad (28)$$

Trong đó:

Z_1 - khoảng cách giữa hai trục của vùng chịu nén và trục của vùng chịu kéo;

N_{02} - lực nén trước của bê tông ở giai đoạn sơ đẳng;

e_H - khoảng cách từ điểm đặt của lực N_{02} đến trục đi qua trọng tâm diện tích cốt thép chịu kéo.



Hình 3.7. Sơ đồ để xác định M_n

f. Tính toán kiểm tra độ võng

Vì tính toán kiểm tra độ võng được tiến hành phụ thuộc vào tính chất chung nhất của cấu kiện.

– Đối với cấu kiện không cho phép nứt, khi tính độ võng ngược lại ta xem cấu kiện như vật thể đàn hồi và dùng các công thức đã nêu trong môn cơ học kết cấu để tính toán.

– Đối với cấu kiện có khe nứt ở vùng kéo, cách tính độ võng tương tự như cách tính đối với cấu kiện chịu uốn thông thường, chỉ khác là trong các công thức có thêm một vài số hạng để kể đến tác động của cốt thép ứng lực trước.

Chương 4 CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN SÀN BÊ TÔNG NG L C TR C

4.1. Các quan niệm phân tích kết cấu bê tông ng l c tr c

Hiện nay, việc phân tích cấu kiện bê tông ng l c tr c dựa trên ba quan niệm cơ bản như sau:

4.1.1. Quan niệm thứ nhất

Quan niệm này coi bê tông ng l c tr c như vật liệu đàn hồi, tính toán theo ứng suất cho phép.

Bê tông là vật liệu chịu nén tốt nhưng chịu kéo kém. Nếu không phải chịu ứng suất kéo do đã được nén trước thông qua việc kéo trước cốt thép thì trong bê tông sẽ không xuất hiện vết nứt, như vậy có thể xem như bê tông ng l c tr c là vật liệu đàn hồi.

Với quan niệm này, khi bê tông đổ vào trạng thái chịu tải thì ứng suất kéo gây ra do tải trọng ngoài sẽ vượt quá giới hạn chịu nén của bê tông, như vậy sẽ hình thành các vết nứt và khi vết nứt chia xuất hiện thì có thể sẽ dùng các phương pháp của lý thuyết đàn hồi để tính toán.

4.1.2. Quan niệm thứ hai

Quan niệm này coi bê tông ng l c tr c làm việc như bê tông cốt thép thì ứng với số kết hợp giữa bê tông và thép có ứng suất cao.

Bê tông chịu nén và thép chịu kéo và gây ra moment cặp ng l c kháng lại mô men do tải trọng ngoài gây ra.

– Nếu số dùng thép có ứng suất cao đến mức như thép thì khi bê tông xuất hiện vết nứt, thép vẫn chưa đứt đến ứng suất.

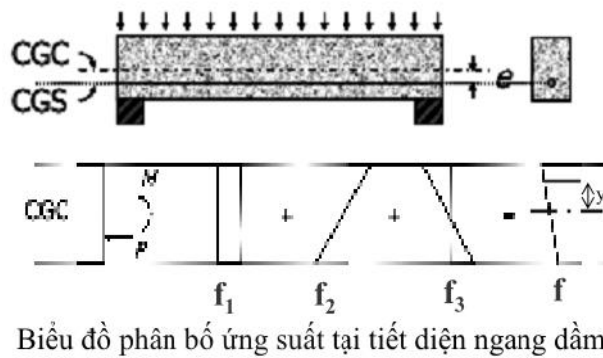
– Nếu thép được kéo trước và neo vào bê tông thì sẽ có được số biến dạng và ứng suất phù hợp với cả hai loại vật liệu.

4.1.3. Quan niệm thứ ba

Quan niệm này coi ng l c tr c như một thành phần cân bằng với một phần tải trọng tác động lên cấu kiện trong quá trình sử dụng, tính toán theo phương pháp cân bằng tải trọng.

Đây là phương pháp khá đơn giản và dễ sử dụng để tính toán, phân tích cấu kiện bê tông ng l c tr c. Các ng l c tr c được thay thế bằng các tải trọng được tác động vào bê tông. Các tải trọng ngoài lên, như chèn hình dạng các tải trọng ng l c tr c phù hợp sẽ cân bằng được các tải trọng tác động lên sàn, do đó sẽ vắng mặt của sàn tải điếm đầu bằng 0.

4.1.3.1. Phân tích theo phương pháp ứng suất cho phép



P - lực nén trước ở thép ULT
 M - mômen do tải trọng phân bố
 e - khoảng cách CGC và CGS
 f_1 - ứng suất do lực P gây ra
 f_2 - ứng suất do mômen Pe gây ra
 f_3 - ứng suất do mômen M gây ra
 A - diện tích của tiết diện nguyên (tiết diện không nứt)
 I - mômen quán tính của tiết diện nguyên (tiết diện không nứt)

$$f = f_1 + f_2 + f_3 = \frac{P}{A} \mp \frac{Pe y}{I} \pm \frac{M y}{I}$$

Qui ước: US gây nén có dấu +

US gây kéo có dấu -

Kiểm tra $\rightarrow \begin{cases} f_{\text{nén}} \leq [f_{\text{nén}}] \\ f_{\text{kéo}} \leq [f_{\text{kéo}}] \end{cases}$

Ghi chú: $[f_{\text{nén}}]$: US gây nén cho phép của BT.
 $[f_{\text{kéo}}]$: US gây kéo cho phép của BT.

Hình 4.1. Phân tích theo phương pháp ứng suất cho phép

Chú ý:

- Ứng suất cho phép thường dùng trong giai đoạn nén trước (transfer) và giai đoạn làm việc bình thường (service load state - SLS).
- Với e là độ lệch tâm của cáp ứng lực trước tính từ trục tâm bản sàn (CGC) đến trục tâm cáp ứng lực trước (CGS).

4.1.3.2. Phân tích theo phương pháp cân bằng tải trọng

Bảng 4.1. Phân tích theo phương pháp cân bằng tải trọng

Hình dạng cáp	Tải trọng cân bằng	Số tải cân bằng	Độ võng
	$M = Pe$		$\frac{ML^2}{8EI}$
	$W = \frac{4Pe}{L}$		$\frac{WL^3}{48EI}$
	$w = \frac{8Pe}{L^2}$		$\frac{5wL^4}{384EI}$
	$W = \frac{Pe}{aL}$		$\frac{a(3 - 4a^2)WL^3}{24EI}$

Cáp ng l c tr c đ c thay b ng các l c t ng đ ng tác đ ng vào bê tông. Trong sàn hay đ m bê tông ng l c tr c, cáp t o ra m t t i tr ng ng c lên, n u ch n hình đ ng cáp và l c ng l c tr c phù h p s cân b ng v i các l c tác đ ng lên sàn, do đó đ v ng sàn t i m i đ i m b ng 0, th ng dùng trong giai đo n làm vi c bình th ng (service load state - SLS).

4.1.3.3. Quy trình tính toán theo ph ng pháp cân b ng t i tr ng

- 1- Tính toán s b t i t di n c t và chi u dày sàn, lo i v t li u s đ ng. Ki m tra ch c th ng sàn do l c c t.
- 2- Xác đ nh t i tr ng cân b ng (ch y u ph thu c đ i u k i n kinh t i). Thông th ng, t i tr ng cân b ng th ng l y vào kho ng $0,8 \div 1$ n tr ng l ng b n thân sàn.
- 3- Xác đ nh hình đ ng cáp, tính toán l c ng l c tr c y u c u.
- 4- Phân tích sàn v i các t i tr ng: ho t t i, t i n t i, t i ng l c tr c (sau khi đã k đ n các hao ng su t).
- 5- Tính toán ng su t, ki m tra các giai đo n làm vi c c a sàn, ki m tra đ v ng và kh năng ch u l c.
- 6- Tu y thu c vào k t qu c a b c 5, có th đ i u ch nh chi u dày sàn và l c ng l c tr c. Có th b sung c t thép th ng đ h n ch v t n t và tăng kh năng ch u c t, l ng thép này th ng b trí qua đ u c t ho c nh p biên.

Nh n xét:

V i c thi t k sàn bê tông ng l c tr c đ u có th s đ ng các quan ni m phân tích trên. M i ph ng pháp đ u có các u nh c đ i m riêng. Vì v y, v n đ đ t ra đ i v i ng i thi t k là l a ch n quan ni m nào đ đ n gi n hoá vi c phân tích và tính toán, phù h p v i công c thi t k hi n có.

K t c u bê tông c t thép nói chung và k t c u bê tông ng l c tr c nói riêng đ c tính toán theo hai tr ng thái gi i h n:

- Tr ng thái gi i h n th nh t: v kh năng ch u l c.
- Tr ng thái gi i h n th hai: v đ i u k i n s đ ng bình th ng (đ i u k i n v bi n đ ng v ng và n t)

Khi tính toán k t c u bê tông ng l c tr c, tu y theo t ng quan ni m tính toán có th xu t phát t tr ng thái gi i h n th nh t ho c th hai r i ki m tra k t c u v i tr ng thái còn l i.

Quan ni m th nh t và th ba đ d àng đánh giá s là vi c c a c u k i n trong giai đo n s đ ng nh ng không tính toán đ c tr c t i p kh năng ch u l c. V i quan ni m th hai thì vi c ki m tra tr ng thái gi i h n th 2 ph c t p h n.

Phương pháp cân bằng tải trọng cho phép người thiết kế dự đoán được độ dãn dài võng của cầu khi ngay từ khi chọn tải trọng cân bằng, nhất là đối với hệ kết cấu siêu tĩnh.

Người vẽ các giai đoạn làm việc của sàn có các trường hợp kiểm tra như sau:

- Kiểm tra lúc buông neo:

Lúc buông neo, sàn chịu tác động của các tải: tải ngang tải trọng, trọng lượng bản thân sàn hoặc độ ẩm bê tông.

- Kiểm tra trong giai đoạn sử dụng:

Với các tải trọng: tải ngang tải trọng, tĩnh tải tiêu chuẩn và hoạt tải tiêu chuẩn.

- Kiểm tra khả năng chịu tải của sàn:

Khả năng chịu tải của sàn bao gồm khả năng chịu cắt và chịu uốn. Lúc này, cầu kiến làm việc của cầu kiến chịu uốn bê tông cốt thép thông. Tải trọng tính toán bao gồm tĩnh tải tính toán và hoạt tải tính toán.

- Kiểm tra độ võng, nứt:

Độ võng của sàn bao gồm độ võng tĩnh do hoạt tải và độ võng động cũng do tải trọng thông xuyên. Do tải ngang tải trọng sẽ gây ra độ võng trong cầu kiến nên mặt phải độ võng do tải trọng bản thân của sàn được kháng lại bởi độ võng do tải ngang tải trọng. Độ võng tĩnh do tải trọng dài hơn được tính gần đúng bằng cách lấy độ võng do tải trọng dài hơn nhân với hệ số tỉ lệ.

4.2. Các phương pháp tính toán nội lực trong sàn phẳng

Để phân tích sàn, tính toán nội lực, người suất trong sàn có thể sử dụng nhiều cách khác nhau. Dưới đây giới thiệu 3 phương pháp thông dụng hiện nay.

4.2.1. Phương pháp phân phối tải trọng

Trong tính toán bản sàn theo phương pháp phân phối tải trọng, mômen uốn M_0 của tầng ô bản được phân phối cho các miền mômen âm và mômen dương dựa trên bảng tra các hệ số được lập sẵn. Phương pháp phân phối tải trọng mang tính đơn giản, dễ sử dụng và dễ tính toán. Tuy nhiên phạm vi sử dụng hạn chế.

✓ *Phương pháp phân phối tải trọng theo tiêu chuẩn ACI:*

Để đảm bảo khả năng chịu uốn của sàn ở trạng thái giới hạn đầu chịu được mômen âm và dương do tải trọng bất lợi nhất gây ra, tiêu chuẩn ACI đưa ra các điều kiện sau:

- Phải có ít nhất 3 nhịp liên tiếp theo mỗi phương.

- Các nhịp phải đều nhau. Theo từng phương, các nhịp kế nhau không được chênh nhau quá 1/3 chiều dài nhịp lớn hơn.

- Tất cả các tải trọng đều là tải trọng động, hoặc tải phải là tải trọng phân bố đều và nhịp h₂ lớn tính tải.

- Các ô sàn phải là hình chữ nhật, tất cả nhịp dài và nhịp ngắn không chênh lệch quá 2.

- Cầu không chênh lệch vị trí quá 10% khoảng cách giữa các điểm ứng tim cốt thép các cốt thép tiếp nhau theo mỗi nhịp.

✓ Quy trình tính toán theo phương pháp phân phối trọng tải:

4.2.1.1 Xác định mô men tĩnh cầu

Mô men tĩnh cầu do tải trọng tính toán M_0 :

$$M_0 = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8} \quad (4.1)$$

Trong đó:

w_u - tải trọng phân bố.

l_2 - bề rộng dầm - bản.

l_n - chiều dài thông suốt của nhịp, để tính là khoảng cách giữa 2 mặt trong của gối tựa (cốt, mũ cốt, hoặc vách) nếu không chênh lệch hơn 0,65 l_1 (l_1 là khoảng cách tâm 2 gối tựa).

4.2.1.2 Phân phối mô men cho các ô bản

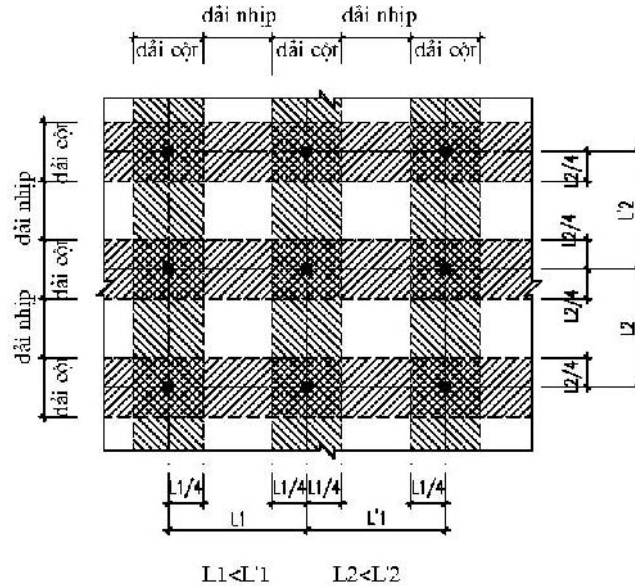
Để vẽ các nhịp trong, mô men M_0 để phân phối 65% cho mô men âm và 35% cho mô men dương. Giá trị này xếp xếp nhịp dầm nằm 2 đầu chủ tải trọng phân bố đều trên gối thiết góc xoay của các dầm liên kết phía trong là không đáng kể. Tải trọng tĩnh h₂ để vẽ mô men âm là tải trọng tĩnh vị trí gối tựa (cốt, tường, mũ cốt) của bản sàn. Với cốt tròn, tải trọng tĩnh h₂ để vẽ mô men âm nằm tại vị trí cạnh hình vuông tiếp giáp.

Để vẽ các cốt biên, các chốt tác động lên cốt thép phía nên sẽ gây ra mô men không cân bằng. Góc xoay sẽ làm giảm mô men âm và tăng mô men dương giữa nhịp và gối trong đầu tiên. Để lớn góc xoay của cốt biên phải thu vào để cân bằng cốt tiếp giáp. Nếu để cân bằng của cốt lớn so với để cân bằng của dầm - bản, cốt sẽ ngăn cản góc xoay của biên ngoài của sàn và đóng vai trò như mặt liên kết nằm, thì phân phối mô men M_0 sẽ tiếp giáp như các nhịp trong (65% tải gối và 35% tải nhịp). Ngược lại, nếu để cân bằng của cốt không đủ lớn, cốt đóng vai trò như mặt gối cố định. Lúc này, mô men tại gối ngoài sẽ bằng 0, mô men giữa nhịp là $0.63M_0$, mô men tại gối trong đầu tiên bằng $0.75M_0$. Nếu sàn không có dầm biên, thì phân

phân phối cho các tiết diện trên sàn là $0.26M_0$; $0.50M_0$; $0.70M_0$. Nếu sàn có dầm biên: $0.30M_0$; $0.50M_0$; $0.70M_0$.

4.2.1.3 Phân phối mô men cho các dầm nhịp và dầm cột

Sau khi phân phối mô men cho các ô bản, cần phân phối mô men cho các dầm nhịp và dầm cột của ô bản.



Hình 4.2. Sơ đồ dầm cột và dầm nhịp

Sơ phân phối mô men âm và mô men dương cho các dầm cột phụ thuộc vào tỉ số l_2/l_1 và $\alpha l_2/l_1$, với sàn không dầm $\alpha = 0$. Sau khi phân phối mô men cho dầm cột, tiếp theo mô men còn lại sẽ phân phối cho dầm nhịp.

- Đối với mô men dương, 60% sẽ phân phối cho dầm cột.

- Đối với mô men âm:

+ Đối với nhịp giữa, 75% mô men âm phân phối cho dầm cột.

+ Đối với nhịp biên, sẽ phân phối mô men phụ thuộc l_2/l_1 , $\alpha l_2/l_1$, dầm cột

chính xác của dầm biên β_t .

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \quad (4.2)$$

Trong đó: E_{cb} và E_{cs} : mô đun đàn hồi của bê tông dầm và bê tông sàn

I_s : mô men quán tính của dầm bản

C: hằng số liên quan đến dầm cột chính xác của dầm biên

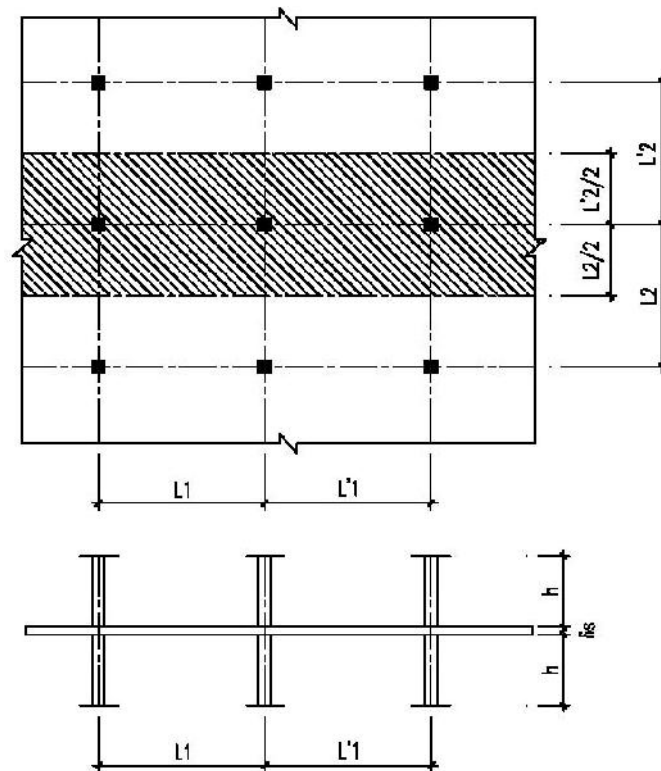
$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \quad (4.3)$$

Với x là chiều rộng, y là chiều dài của tiết diện chữ nhật thành phần trong tiết diện ngang chịu uốn trong phạm vi chiều cao tiết diện cột.

- Nếu $\beta_t \geq r$ thì nh, g n b ng 0, 100% mô men âm s phân p i cho d i c t.
- Nếu $\beta_t \geq 2.5$ thì 75% mô men âm s phân b cho d i c t.

4.2.2. Ph ng pháp khung t ng đ ng

Vì l c c t và mô men u n trong sàn là do t i tr ng th ng đ ng tác đ ng lên t ng sàn nên có th phân tích đ c l p t ng sàn. Ph ng pháp khung t ng đ ng đ c dùng đ xác đ nh n i l c cho sàn, s nh p b t kỳ, nh p có th là đ u ho c không đ u nhau. Theo ph ng pháp này, t ng t ng c t toàn b sàn đ c theo đ ng tìm c a sàn, t o thành khung theo c 2 ph ng, g i là khung t ng đ ng.



Hình 4.3. S đ khung t ng đ ng

Khung t ng đ ng có ph n t c t bao g m 2 c t t ng trên và t ng d i k ti p nhau c a sàn và ph n t d m có chi u r ng tính t tâm 2 nh p k ti p nhau, chi u cao b ng chi u dày sàn. C t đ c gi thi t là ngàm 2 đ u.

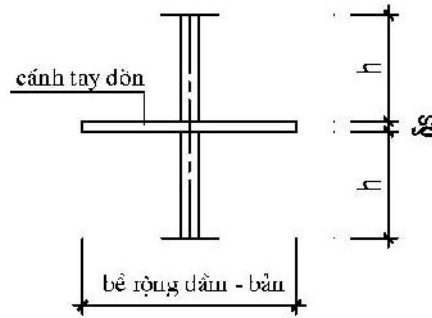
4.2.2.1 Mô men quán tính c a d m - b n

Mô men quán tính c a d m - b n thay đ i đ c theo tr c d m - b n do nh h ng c a kích th c các b ph n k t c u c t, m c t và b n m c t (nếu có).

Đ c ng c a b n sàn t i v trí c t ho c trong ph m vi m c t có th xem nh c ng tuy t đ i, t i g n v trí v i m c t ho c c t, đ c ng c a d m - b n nh h n. T i tìm c t đ n m t c t ho c mép m c t, mô men quán tính c a d m - b n l y b ng mô men quán tính t i m t c t ho c t i m t m c t chia cho $(1 - c_2/l_2)^2$, trong đó c_2 là kích th c c a c t ho c m c t, l_2 là kích th c nh p theo ph ng đ ng xét.

4.2.2.2 C t t ng đ ng

Trong khung t ng đ ng, đ i v i sàn không đ m, toàn b phần mô men trong sàn g i a các c nh c t và đ m - b n s truy n thông qua l c xo n. Đ mô t phần ng c a k t c u đ i v i s truy n mô men g i a sàn và c t do u n và xo n, g i thi t r ng c t có cánh tay đòn v 2 phía c a c t. Cánh tay đòn này s truy n mô men t i sàn vào c t thông qua xo n. C t phía trên và c t phía đ i sàn cùng v i cánh tay đòn này đ c coi nh m t c u ki n, đ c g i là c t t ng đ ng.



Hình 4.4. C t t ng đ ng

Đ c ng c a c t t ng đ ng đ c tính nh sau:

$$\frac{1}{K_{ct}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t} \quad (4.4)$$

Trong đó:

K_{ec} - đ c ng c a c t t ng đ ng

$\sum K_c$ - t ng đ c ng c a c t phía trên và phía đ i sàn

Đ c ng c a c t: $K_c = k_c EI / l_c$

V i c t có ti t di n không đ i: $k_c = 4$

l_c - chi u dài c a c t đ c tính t tâm sàn t ng đ i đ n tâm sàn t ng trên

K_t : đ c ng ch ng xo n c a cánh tay đòn

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{l_2(1-c_2/l_2)^3} \quad (4.5)$$

E_{cs} : mô đun đàn h i c a bê tông sàn

c_2 : b r ng c t

l_2 : b r ng c a đ m - b n

C : mô men ch ng xo n c a cánh tay đòn.

V i ti t di n hình ch nh t:

$$C = \sum (1 - 0.63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3} \quad (4.6)$$

Với x là chiều ngang, y là chiều dài của tiết diện chữ nhật thành phần trong tiết diện ngang chịu xoắn trong phạm vi chiều cao tiết diện chữ nhật.

Nếu có thêm theo phương vuông góc với phương tính toán chuyển qua chữ t thì K_t nên tăng lên I_{sb}/I_s với I_s là mô men quán tính của bản không kể đến thân dầm, I_{sb} là mô men quán tính đứng theo chiều của bản và dầm.

Lúc đó, công thức (4.4) trở thành:

$$\frac{1}{K_{sc}} = \frac{1}{\sum K_s} + \frac{1}{K_t(I_{sb}/I_s)} \quad (4.7)$$

4.2.2.3 Tính toán mô men trong khung tĩnh ngang

Có thể sử dụng máy tính với các chương trình tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn để xác định mô men trong khung tĩnh ngang.

4.2.3. Phương pháp phần tử hữu hạn

Hiện nay, với sự phát triển của công nghệ thông tin và các phần mềm tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn, việc tính toán ngày càng trở nên thuận tiện và chính xác. Phương pháp phần tử hữu hạn là một công cụ có hiệu lực để giải các bài toán tĩnh gần đúng phức tạp trong nhiều lĩnh vực. Thúc đẩy của phương pháp này là chia vật thể biến dạng thành nhiều phần tử có kích thước hữu hạn gọi là phần tử hữu hạn. Các phần tử này được liên kết với nhau bằng các điểm gọi là nút. Các phần tử này vốn là các phần tử liên tục trong phạm vi của nó, nhưng do có hình dạng gần gần nên cho phép nghiên cứu dầm dầm trên cơ sở của một số quy luật về sự phân bố chuyển vị và nội lực. Kết cấu liên tục được chia thành một số hữu hạn các miền hoặc các kết cấu con có kích thước càng nhỏ càng tốt nhưng phải hữu hạn. Các miền hoặc các kết cấu con được gọi là các phần tử hữu hạn, chúng có thể có dạng hình học và kích thước khác nhau, tính chất vật liệu được giả thiết không thay đổi trong mỗi phần tử nhưng có thể thay đổi từ phần tử này sang phần tử khác.

Kích thước hình học và số lượng các phần tử không nên phụ thuộc vào hình dáng hình học và tính chất chịu tải của kết cấu (bài toán phẳng hay bài toán không gian, thanh hay tấm vỏ...) mà còn phụ thuộc vào yêu cầu về mức độ chính xác của bài toán đặt ra. Lượng phần tử hữu hạn càng mau, nghĩa là số lượng phần tử càng nhiều hay kích thước của phần tử càng nhỏ thì mức độ chính xác của kết quả tính toán càng tăng, từ đó thuận lợi cho phương pháp trình bày giải.

Các điều kiện của các phần tử hữu hạn được phối hợp với nhau để đưa đến một lời giải tổng thể cho toàn hệ. Phương trình cân bằng của toàn hệ kết cấu được suy ra bằng cách phối hợp các phương trình cân bằng của các phần tử hữu hạn riêng rẽ sao cho vận dụng đúng đắn tính liên tục của toàn bộ kết cấu. Cuối cùng, cần

vào điều kiện biên, giải hệ phương trình cân bằng tổng thể để xác định giá trị của các thành phần chuyển vị. Thành phần này được dùng để tính ứng suất và biến dạng

4.3. Thiết kế sàn bê tông ứng lực trước và liên kết đầu gối

Các phương pháp thiết kế như: Phân phối tải tập, khung tổng thể và phân tải hữu hạn đều có thể sử dụng trong thiết kế sàn bê tông ứng lực trước và đầu gối trên quan niệm bê tông ứng lực trước là vật liệu đàn hồi.

– Phương pháp phân phối tải tập có phạm vi áp dụng hẹp hơn 2 phương pháp còn lại và khó khăn trong việc tính toán biến dạng theo trạng thái giới hạn thứ 2 (kiểm tra võng và nứt).

– Phương pháp khung tổng thể có phạm vi áp dụng rộng rãi hơn, có thể xác định được tải trọng ở các giai đoạn làm việc và cho phép người thiết kế đánh giá được độ võng của sàn mặt cách trục quan thông qua việc áp dụng các chương trình máy tính.

Hiện nay, phương pháp phổ biến và hiệu quả để thiết kế sàn bê tông ứng lực trước là phương pháp cân bằng tải trọng, sử dụng khung tổng thể để phân phối mô men do ứng lực trước và do các tải trọng tác động lên sàn.

✓ Quy trình thiết kế như sau:

1- Số bậc chênh chiều dày sàn.

Bảng 4.2. Độ dày tối thiểu của sàn bê tông ứng lực trước

Tải trọng	Tỉ lệ nhôp/chiều dày sàn
Nhỏ	$40 \div 48$
Trung bình	$34 \div 42$
Nặng	$28 \div 36$

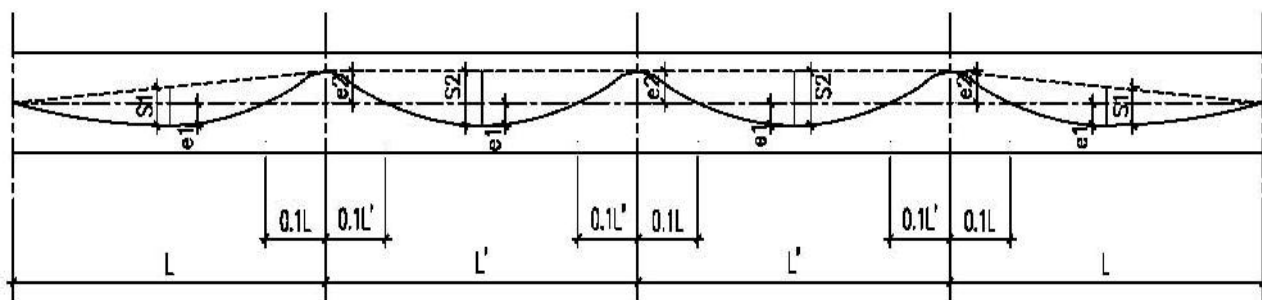
Trong tỉ lệ nhôp/chiều dày sàn thì nhôp là nhôp dài của ô sàn.

2- Xác định tải trọng cân bằng w

3- Chọn hình dạng cáp và tính toán lực căng cáp yêu cầu.

Hình dạng cáp càng gần với biểu đồ mô men do tải trọng ngoài gây ra càng tốt.

- Đặt vị trí sàn liên tục chiều phân bố đều, cáp có thể bố trí như sau:



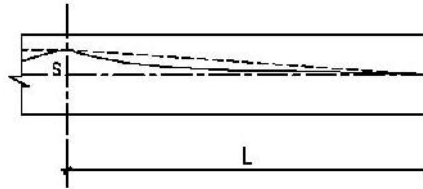
Hình 4.5. Sơ đồ cáp đặt vị trí sàn liên tục

L c ng l c tr c yêu c u:

$$P_{yc} = \frac{wL^2}{8s} \quad (4.8)$$

Đ vng s trong công th c trên có th là s_1 ho c s_2 .

- Đ i v i b n công xôn:



Hình 4.6. Sơ đồ cáp đ i v i b n công xôn

L c ng l c tr c yêu c u:

$$P_{yc} = \frac{wL^2}{2s} \quad (4.9)$$

4- Tính toán các hao ng l c tr c.

– Ch n ng suất căng ban đ u: $f_{pc} \leq 0.8f_{py}$ (4.10)

– Tính các hao ng l c tr c:

+ Hao do ma sát.

+ Hao do bi n d ng neo.

+ Hao do các nguyên nhân khác: do co ngót c a bê tông, do t bi n c a bê tông, do s chùng ng suất trong thép...

Sau khi tính toán các hao ng l c tr c Δf , tính đ c ng l c tr c hi u qu:

$$f_{se} = f_{pe} - \sum \Delta f \quad (4.11)$$

5- Tính s l ng cáp và b trí cáp.

– L c ng l c tr c c a m t cáp:

$$P_{lcap} = f_{se} \times A_1 \quad (4.12)$$

– L c căng yêu c u cho d m - b n r ng l:

$$P = P_{yc} \times l \quad (4.13)$$

– S l ng cáp c n thi t:

$$n = \frac{P}{P_{lcap}} \quad (4.14)$$

Cáp ng l c tr c qua c t ho c xung quanh mép c t góp ph n l n h n vào khả năng chịu t i so v i thép ng l c tr c c xa c t. Vì v y nên b trí kho ng 65 ÷ 75% cáp cho đ i c t, còn l i b trí cho đ i gi a.

6- Kiểm tra các giai đoạn làm việc của sàn, khả năng chịu tải, võng, nứt.

Sơ đồ khung tĩnh để tính toán, kiểm tra sàn.

✓ Kiểm tra các giai đoạn làm việc của sàn:

Sàn được kiểm tra lúc buông neo và trong giai đoạn sơ đồ. Trong các giai đoạn làm việc của sàn, ứng suất trong bê tông không được vượt quá giá trị cho phép trong phần 2.1.1.2.

Ứng suất trong bê tông:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (4.15)$$

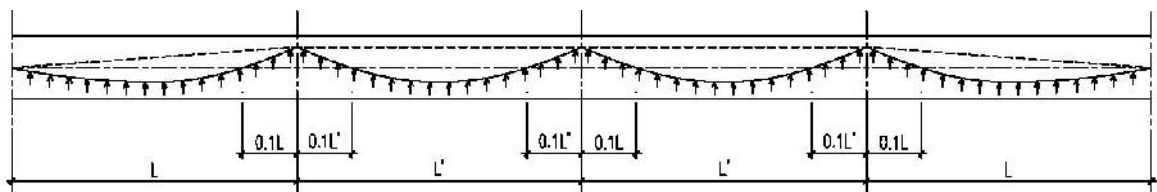
Trong đó:

– M- mô men do các tải trọng hợp tải và tải riêng giai đoạn làm việc của sàn gây ra.

– W- mô men kháng uốn của dầm - bản.

Lực ngang tải trọng P sẽ gây ra tải trọng cân bằng:

$$w = \frac{8sP}{L^2} \quad (4.16)$$



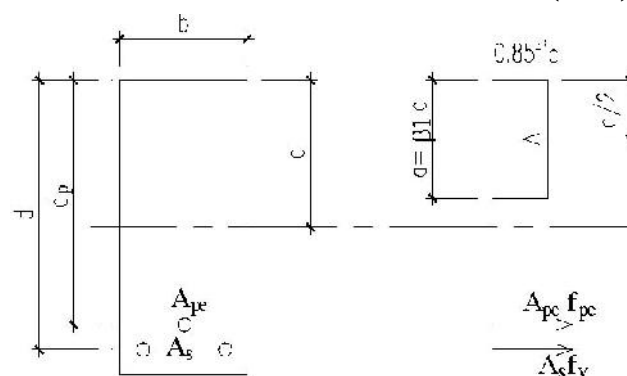
Hình 4.7. Tải trọng cân bằng

✓ Kiểm tra khả năng chịu tải của sàn:

a). Khả năng chịu uốn:

Coi vệt liềm làm việc trong giai đoạn đàn hồi, mô men do tải trọng tính toán gây ra không được vượt quá mô men giới hạn.

$$M_f \leq M_u \quad (4.17)$$



Hình 4.8. Khả năng chịu uốn của tiết diện chữ nhật

γ_p : hệ số phụ thuộc vào loại cấp ứng lực trục, có các giá trị

$$\gamma_p = 0.55 \text{ nếu } (f_{py}/f_{pu}) \geq 0.80$$

$$\gamma_p = 0.40 \text{ nếu } (f_{py}/f_{pu}) \geq 0.85$$

$$\gamma_p = 0.28 \text{ nếu } (f_{py}/f_{pu}) \geq 0.90$$

β_1 : hệ số phụ thuộc vào cường độ chịu nén của bê tông:

$$\beta_1 = 0.85 - (f'_c - 30)0.008$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}; \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd}; \quad \rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$$

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f'_c}; \quad \omega' = \frac{\rho' f_y}{f'_c}; \quad \omega_p = \frac{\rho_p f_{ps}}{f'_c}$$

✓ Điều kiện cấp dãn kết:

$$f_{pe} = f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \left(\frac{f_{pu}}{f'_c} \right) + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \right] \geq 0.50 f_{pu} \quad (4.18)$$

– Nếu kết cấu thép chịu nén ($\omega' > 0$) thì

$$\frac{\gamma_p}{\beta_1} \left\{ \rho_p \left(\frac{f_{pu}}{f'_c} \right) + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right\} \geq 0.17 \text{ và } d' < 0.15 d_p$$

– Hàm lượng thép phải thỏa mãn các điều kiện sau:

$$\omega_p \leq 0.36 \beta_1 \quad \text{và} \quad \omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \leq 0.36 \beta_1$$

Nếu tất cả thỏa mãn điều kiện trên thì cường độ chịu uốn giới hạn đã xác định như sau:

+ Tất cả đều có thép chịu kéo (cấp dãn kết):

$$M_u = 0.9 [A_{pe} f_{pe} (d_p - \frac{a}{2}) + A_s f_y (d - \frac{a}{2})] \quad (4.19)$$

$$\text{với} \quad a = \frac{A_{pe} f_{pe} + A_p f_y}{0.85 f'_c b}$$

+ Tất cả đều hình chữ nhật có thép chịu nén:

- Nếu

$$\frac{A_{pe} f_{pe} + A_s f_y - A'_s f_y}{bd} \geq 0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{600}{600 - f_y} \right)$$

thì

$$M_u = 0.9 [A_{pe} f_{pe} (d_p - \frac{a}{2}) + A_s f_y (d - \frac{a}{2}) + A'_s f_y (\frac{a}{2} - d')] \quad (4.20)$$

$$\text{với } a = \frac{A_{pe} f_{pe} + A_p f_y - A'_p f_y}{0.85 f'_c b}$$

- Nếu

$$\frac{A_{pe} f_{pe} + A_p f_y - A'_p f_y}{bd} < 0.85 \beta_1 f'_c \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{600}{600 - f_y} \right)$$

thì ứng suất trong thép chịu nén nhỏ hơn f_y , có thể bỏ qua hiệu quả của thép chịu nén và có thể xác định mô men nứt theo (4.19).

✓ Điều kiện cấp không dính kết:

- Nếu tỉ lệ (nhập/chiều cao tiết diện) ≤ 35 , ứng suất phá hoại trong cấp:

$$f_{pu} = f_{su} + 70 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \quad (4.21)$$

nhưng không được lớn hơn f_{py} và $(f_{se} + 400)$

- Nếu tỉ lệ (nhập/chiều cao tiết diện) > 35 , ứng suất phá hoại trong cấp:

$$f_{pu} = f_{su} + 70 + \frac{f'_c}{300 \rho_p} \quad (4.22)$$

nhưng không được lớn hơn f_{py} và $(f_{se} + 200)$

- Nếu hàm lượng thép vượt quá $0.36 \beta_1$, mô men giới hạn:

$$M_u = 0.9 f'_c b d_p^2 (0.36 \beta_1 - 0.08 \beta_1^2) \quad (4.23)$$

b). Khả năng chịu cắt:

+ Điều kiện chịu cắt:

$$v_c = \frac{V}{A_c} \pm \frac{\alpha M c}{J_c} \leq \phi v_u \quad (4.24)$$

Trong đó:

V- lực cắt

A_c - diện tích tiết diện giới hạn bao quanh cốt.

J_c - mô men quán tính của tiết diện giới hạn bao quanh cốt

M- tổng mô men truyền vào cốt

α - hệ số truyền mô men do ứng suất cắt

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (4.25)$$

c- phương pháp tính trực trung hoà tiết diện giới hạn để tìm tính ứng suất

$\phi = 0.75$ là hệ số an toàn.

V_u - ứng suất cốt thép.

$$\nu_s = \beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} + \frac{V_p}{b_0 d} \quad (4.26)$$

$$\beta_p = \min \begin{cases} 0.29 \\ 0.265 \alpha_s d / b_0 + 0.4 \end{cases}$$

α_s = 40 đối với cốt giã

= 30 đối với cốt biên

= 20 đối với cốt góc

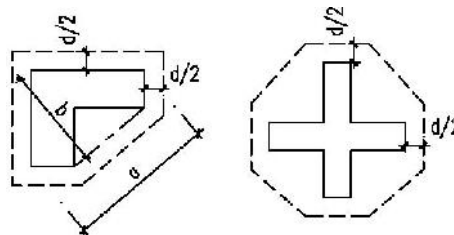
b_0 - chu vi của tiết diện giã

f_{pc} - ứng suất nén do lực ngang trước khi uốn gây ra tâm tiết diện

V_p - thành phần thẳng đứng của lực ngang trước khi uốn.

+ Đo chiều của tiết diện như sau:

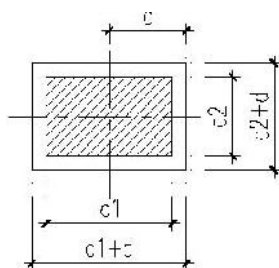
Tiết diện như sau tính là phần tiết diện mở rộng ra một khoảng $d/2$ tính từ mép cốt.



Hình 4.9. Sơ đồ xác định tiết diện mở rộng

– Xét cốt thép hình chữ nhật:

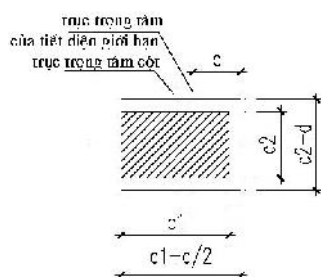
Cốt giã:



$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (4.27)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (4.28)$$

Cốt biên:

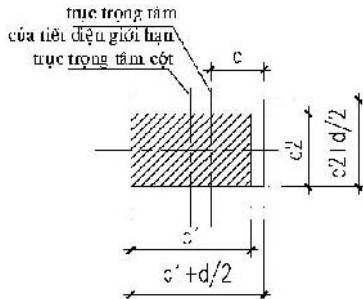


$$c = \frac{(c_1 + \frac{d}{2})^2}{2(c_1 + \frac{d}{2}) + (c_2 + d)} \quad (4.29)$$

$$A_c = 2d(c_1 + \frac{d}{2}) + (c_2 + d)d \quad (4.30)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + \frac{d}{2})^3}{6} + \frac{(c_1 + \frac{d}{2})d^3}{6} + 2d(c_1 + \frac{d}{2}) \left(\frac{c_1 + \frac{d}{2}}{2} - c \right)^2 + (c_2 + d)dc^2 \quad (4.31)$$

Cắt góc:



$$c = \frac{(c_1 + \frac{d}{2})^2}{2(c_1 + \frac{d}{2}) + (c_2 + \frac{d}{2})} \quad (4.32)$$

$$A_c = d(c_1 + \frac{d}{2}) + d(c_2 + \frac{d}{2}) \quad (4.33)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + \frac{d}{2})^3}{12} + \frac{(c_1 + \frac{d}{2})d^3}{12} + d(c_1 + \frac{d}{2}) \left(\frac{c_1 + \frac{d}{2}}{2} - c \right)^2 + (c_2 + \frac{d}{2})dc^2 \quad (4.34)$$

c). Kiểm tra độ võng:

Độ võng được xác định từ khung tĩnh đẳng và bỏ qua ảnh hưởng của góc xoay vì khá nhỏ. Để vẽ sàn làm việc theo 2 phương, độ võng tại giữa ô sàn sẽ là tổng độ võng theo từng phương.

Δ_{e1} - là độ võng do tải trọng tĩnh theo phương l_1 .

Δ_{e2} - là độ võng do tải trọng tĩnh theo phương l_2 .

$\Delta_e = \Delta_{e1} + \Delta_{e2}$ - là tổng độ võng do tải trọng tĩnh.

Δ_{dh1} - độ võng do phân tích tải không được cân bằng bởi lực ngang theo phương l_1 .

Δ_{dh2} - độ võng do phân tích tải không được cân bằng bởi lực ngang theo phương l_2 .

$\Delta_{dh} = \Delta_{dh1} + \Delta_{dh2}$ - tổng độ võng do phân tích tải không được cân bằng bởi lực ngang.

Độ võng tổng cộng:

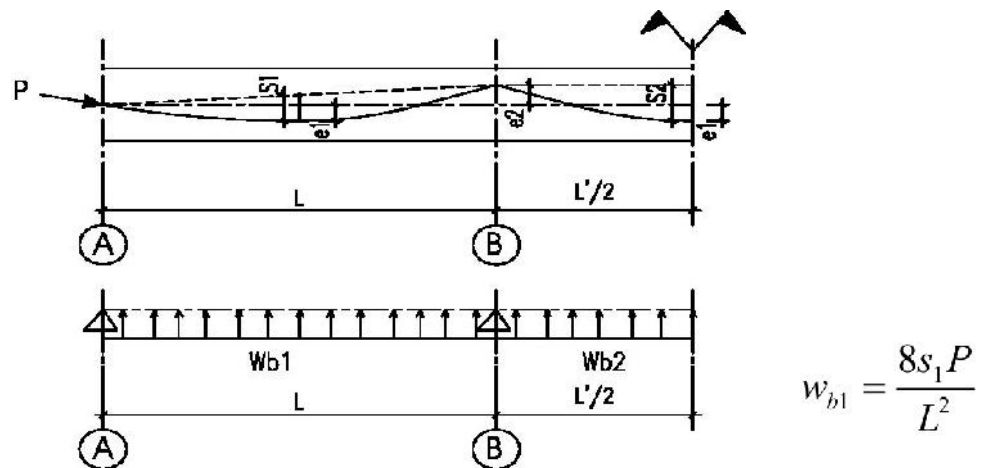
$$\Delta = \Delta_e + F\Delta_{dh} \quad (4.35)$$

Với F là hệ số độ võng dài hạn

4.4. Mô hình cáp trong phương pháp cân bằng tải trọng

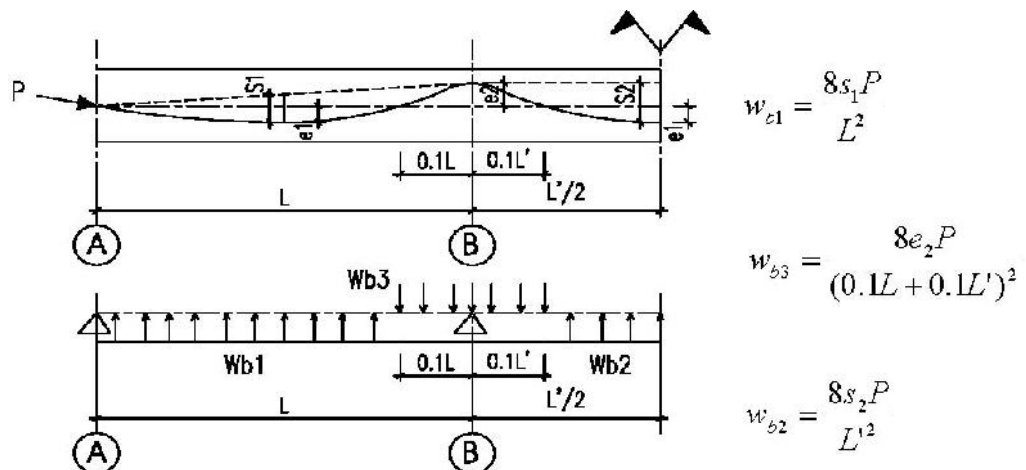
Như đã trình bày ở 4.1.3.2, tải trọng cân bằng thu vào quỹ đạo bố trí cáp.

Vị trí ng h p cân b ng t i tr ng cho d m liên t c, t i tr ng cân b ng đ c trình bày hình 4.10.



Hình 4.10. Mô hình cáp và t i tr ng cân b ng trong tính toán

Tuy nhiên, trong th c t , cáp không th b trí t i g i B nh mô hình tính toán trên hình 4.10. mà ph i nh hình 4.11. Do đó, t i tr ng cân b ng có s sai s gi a mô hình tính toán và mô hình th c t .



Hình 4.11. Mô hình cáp trong th c t

Ph ng pháp phân t h u h n có th d dàng mô hình đ c t i tr ng cân b ng t ng ng theo qu đ o cáp.

4.5. Thi t k sàn bê tông ng l c tr c v i i c t ng u nhiên

Đ i v i m t b ng sàn có l i i c t ng u nhiên thì không th áp d ng ph ng pháp phân ph i tr c t i p và ph ng pháp khung t ng đ ng. Trong tr ng h p này, c n xét đ n s làm vi c t ng th c a toàn b sàn và áp d ng ph ng pháp pháp phân t h u h n v i s h tr c a các ph n m m thi t k đ tính toán.

Do v i c mô hình hoá cáp trong ph ng pháp pháp phân t h u h n là r t khó khăn, nh t là vi c tính toán, phân tích ph i tr i qua các giai đ o n làm vi c khác nhau c a k t c u nên lu n v n s d ng ph ng pháp cân b ng t i tr ng nh đã trình bày trong ph n 4.4.

Các tải trọng cân bằng được quy về tải phân bố trên $1m^2$ của sàn. Sàn được chia thành các dải có bề rộng tùy thuộc vào quy định của ngành thi công. Tùy thuộc vào hình dạng cáp, tải trọng tải trọng sẽ gây ra tải trọng cân bằng tác động lên sàn hướng xuống hoặc hướng lên, tải trọng có giá trị:

$$w = \frac{8 \times P \times s}{l^2 \times b_d} (kG/m^2)$$

– Tải nhô, tải hướng lên: (4.36)

$$w = \frac{8 \times l' \times e_2}{l^2 \times b_d} (kG/m^2)$$

– Tải dẹt, tải hướng xuống: (4.37)

Trong đó:

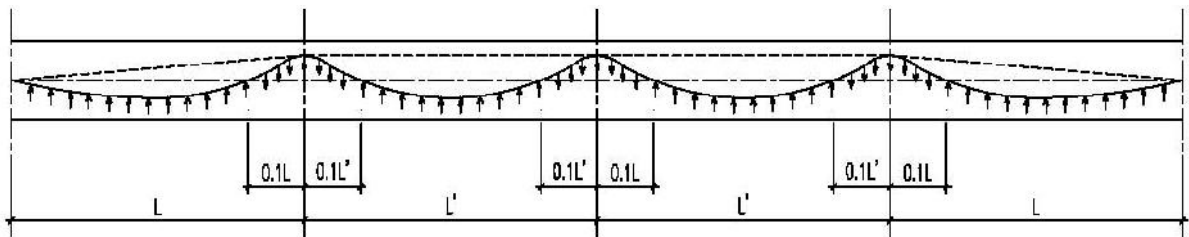
P- tải trọng tải trọng

s- độ lệch tâm của cáp nhô

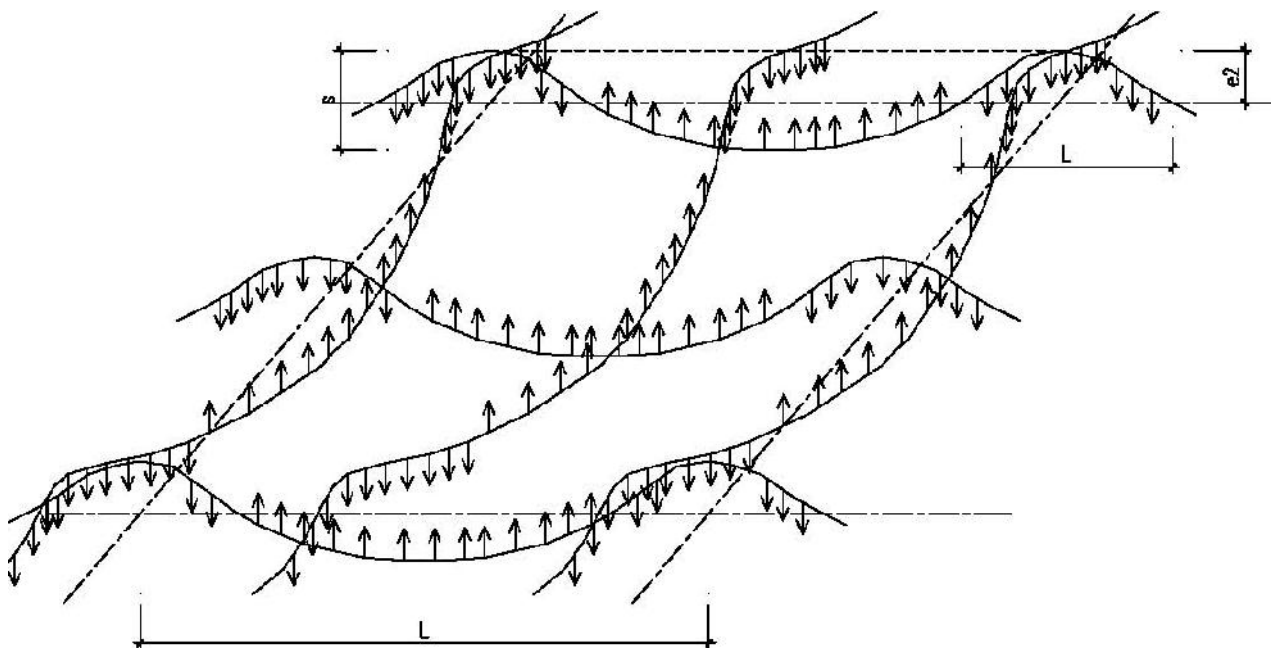
e_2 - độ võng của cáp tải dẹt

b_d - bề rộng dải

l- khoảng cách giữa 2 điểm uốn của cáp.



Hình 4.12. Tải trọng cân bằng



Hình 4.13. Tải trọng cân bằng trong sàn do tải trọng tải trọng gây ra

4.5.1. Quy trình thi t k

Quy trình thi t k v c b n v n theo các b c c a ph ng pháp cân b ng t i tr ng và đ c b sung thêm m t s b c đ phù h p v i vi c tính toán theo ph ng pháp pháp ph n t h u h n.

B c 1- Tính toán s b chi u dày sàn, lo i v t li u s đ ng, có th tham kh o theo b ng 4.2

B c 2- Xác đ nh t i tr ng cân b ng. T i tr ng cân b ng th ng ch n vào kho ng $0,8 \div 1$ n tr ng l ng b n thân sàn.

B c 3- Tính toán các hao ng su t.

B c 4- Xác đ nh hình d ng cáp, tính toán l c ng l c tr c yêu c u, tính s l ng cáp c n thi t.

Coi t i tr ng cân b ng là t i tr ng h ng lên, phân b trên $1m^2$ c a sàn. T i tr ng này s gây ra mô men M trong các đ i sàn. Vi c xác đ nh các mô men này đ c th c hi n b ng cách s đ ng các ph n m m tính toán sàn. Căn c vào bi u đ mô men đ b trí cáp. V i l i c t ng u nhiên, vi c b trí cáp có th ph i ti n hành nhi u l n đ tìm ra cách b trí thích h p.

– L c ng l c tr c yêu c u cho đ i:

$$P_{yc} = \frac{M}{s} \quad (4.38)$$

Khi có tr n c t trong l i c t khá đ u đ n, v n t n t i các đ i trên c t và đ i gi a nh p. M là mô men do t i cân b ng gây ra trên các đ i sàn.

– S l ng cáp c n thi t:

$$n = \frac{P_{yc}}{P_{lcap}} \quad (4.39)$$

B c 5 - Vào s đ tính toán v i các t i tr ng: ho t t i, t i t i, t i ng l c tr c (sau khi đã k đ n các hao ng su t). Các t i tr ng đ c quy v t i phân b trên m^2 . T i tr ng cân b ng do l c ng l c tr c gây ra đ c tính theo công th c (4.36) và (4.37)

B c 6- Phân tích sàn v i các t i tr ng (s đ ng ph n m m tính toán sàn).

B c 7- Ki m tra sàn ng v i các giai đ o n làm vi c, ki m tra kh năng ch u l c và đ v ng. S đ ng các công th c tính toán t (4.15) đ n (4.35)

- T i các giai đ o n làm vi c c a sàn:

ng su t trong bê tông:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Trong đó:

M- mô men do các tr ng h p t i ng v i t ng giai đ n làm vi c c a sàn gây ra. Mô men này đ c tính t i v trí mép c t. ng v i giai đ n bu ng neo thì M là mô men do l c ng l c tr c sau khi hao ma sát và bu ng neo và tr ng l c ng b n thân sàn gây ra. ng v i giai đ n s d ng thì M là mô men do l c ng l c tr c hi u qu sau khi hao ng su t và các t i tr ng t i t i, ho t t i gây ra.

P: l c ng l c tr c ng v i t ng giai đ n làm vi c c a sàn.

- Kiểm tra khả năng chịu l c:

+ Khả năng chịu uốn: $M_f \leq M_u$

M_f - mô men t i mép c t ho c mô men t i gi a nh p.

M_u - mô men gi i h n đ c tính theo các công th c t (4.18) đ n (4.23)

+ Khả năng chịu c t: $v_c \leq \phi v_s$

v_c - ng su t c t t i mép c t

v_s - ng su t c t t i h n

v_c và v_s đ c tính toán theo các công th c t (4.24) đ n (4.34)

- Kiểm tra đ v ng:

$$\Delta = \Delta_e + F\Delta_{dh}$$

Trong đó:

Δ_e - đ v ng t c th i do t ng t i tr ng gây ra.

Δ_{dh} - đ v ng t c th i do t i tr ng dài h n gây ra là đ v ng do ph n t i t i không đ c cân b ng b i l c ng l c tr c gây ra.

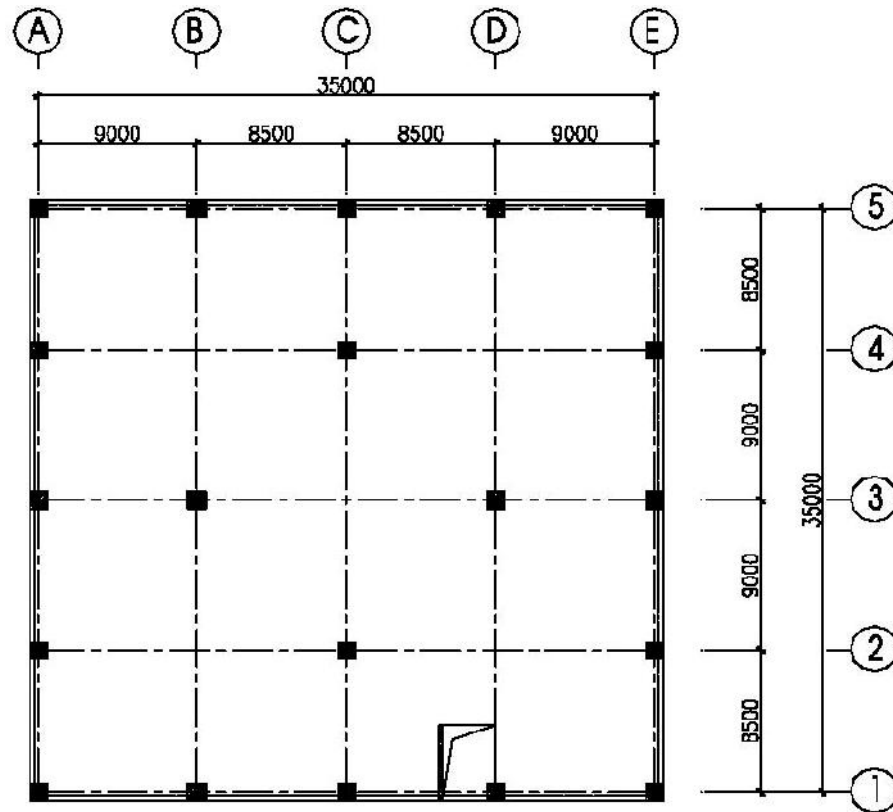
F- h s đ v ng dài h n

V i k t c u bê tông ng l c tr c, l c nén tr c nh h ng đ n c n i l c tính toán, do v y quy trình thi t k th ng ph i th c hi n theo m t quy trình l p.

Chương 5 THÍ D TÍNH TOÁN

Thí dụ như sau:

Sàn phẳng bê tông có các trục cột ngang và trục cột dọc như trên hình 5.1 để tính theo tiêu chuẩn ACI 318-2002. Tính theo phương pháp phần tử hữu hạn.



Hình 5.1. Mặt bằng sàn.

5.1. Vật liệu

- Bê tông M350 $\rightarrow f'_c = 22.75 \text{ MPa}$.

- Các thanh cốt thép không kết dính loại T15, đường kính $d = 15.24 \text{ mm}$, đặt trong sàn như $\phi 20$.

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa} \quad A_p = 140 \text{ mm}^2 \quad E_{ps} = 2.10^5 \text{ MPa}$$

- Thép thanh AIII: $f_y = 400 \text{ MPa}$

5.2. Thông tin các cấu kiện

- Chiều dày sàn $\delta_s = 330 \text{ mm}$.
- Kích thước cột 1,2x1,2 (m)
- Kích thước mũ cột 1,4x1,4x0,15 (m)
- Kích thước dầm biên 30x70 (cm)

5.3. Tải trọng tác động lên sàn

Bảng 5.1. Các tải trọng tác động lên sàn

Các lớp sàn	Chiều dày (mm)	g (kG/m ³)	Trọng thái tiêu chuẩn (kG/m ²)
Gạch Ceramic 300x300 loại 1	10	1800	18
Lớp vữa lót XM 50#	40	1800	72
Sàn bê tông cốt thép	330	2500	825
Lớp vữa trát trên XM 50#	15	1800	27
Tổng tĩnh tải			942
Hoạt tải			200

Tải trọng lớp cốt thép cân bằng: $w = 0.9 \times TLBT = 0.9 \times 825 = 743 \text{ kG/m}^2$.

5.4. Tính hao hụt suất

Chọn suất căng ban đầu: $f_m \leq 0.8 f_{pa} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ (Mpa)}$

$$f_{xi} \leq 0.94 f_{py} = 0.94 \times 1670 = 1570 \text{ (Mpa)}$$

$$\text{Ta lấy } f_{xi} = 0.75 \times f_{yu} = 0.75 \times 1860 = 1395 \text{ (MPa)}$$

- Hao hụt suất do ma sát: suất trung bình sau khi hao ma sát:

$$f_p = 1333.97 \text{ (MPa)}$$

- Hao hụt suất do biến dạng neo:

$$+ \text{ Sau khi thi neo, cho phép neo biến dạng 6mm: } \Delta f = 34.35 \text{ (MPa)}$$

+ suất trung bình sau khi hao ma sát và biến dạng neo:

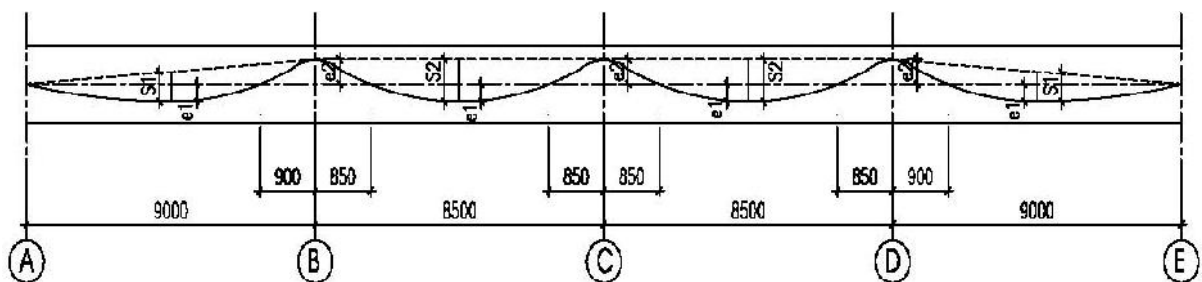
$$f_2 = f_p - \Delta f = 1333.97 - 34.35 = 1299.62 \text{ (MPa)}$$

- Hao hụt suất do các nguyên nhân khác lấy bằng: $18\% f_2 = 18\% \times 1299.62 = 234 \text{ (MPa)}$

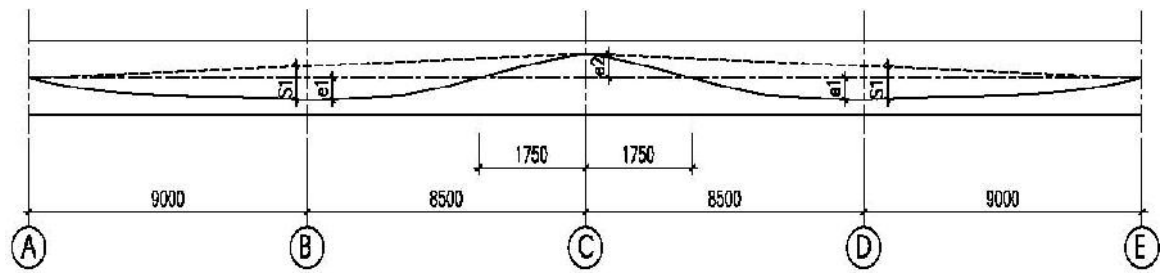
- suất hiệu quả: $f_{se} = f_2 - 18\% f_2 = 1299.62 - 234 = 1065.62 \text{ (MPa)}$

5.5. Hình dạng cáp

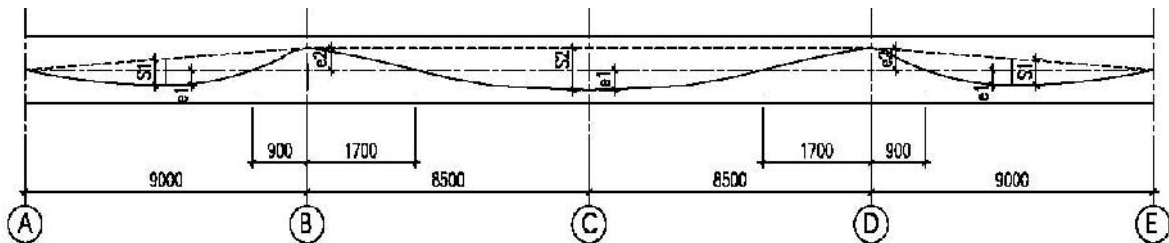
Căn cứ vào biểu đồ mô men do tải trọng cân bằng gây ra để bố trí cáp. Việc xác định mô men này được thực hiện bằng chương trình SAFE 8.08



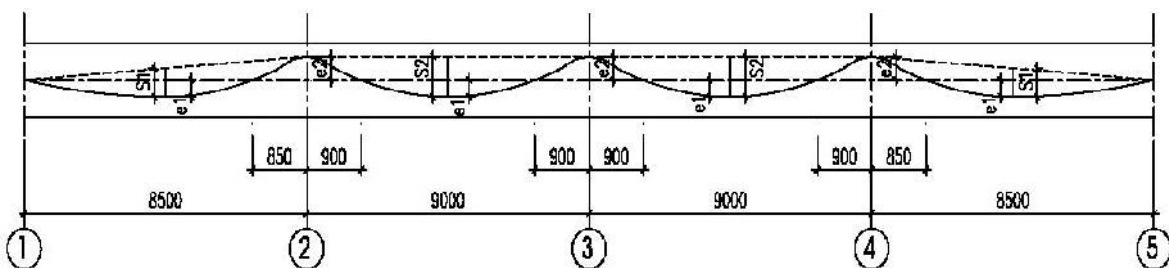
Hình 5.2. Hình dạng cáp dãi CSX1, CSX5



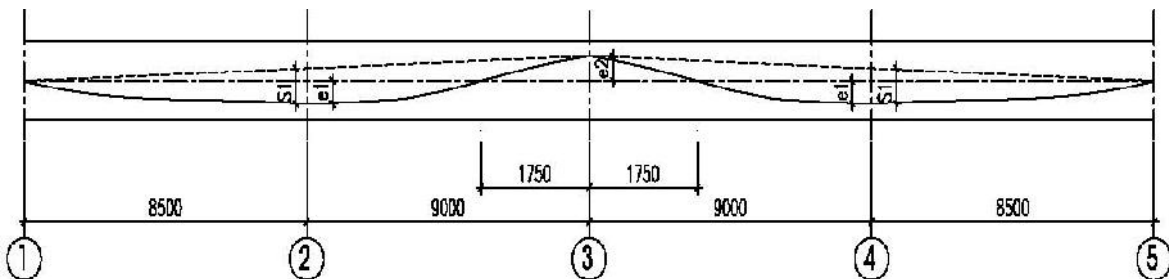
Hình 5.3. Hình dạng cáp dãi CSX2, CSX4, MSX1, MSX4, MSX2, MSX3



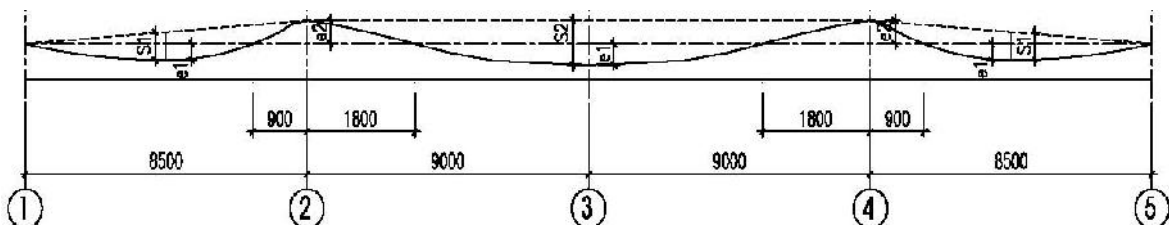
Hình 5.4. Hình dạng cáp dãi CSX3



Hình 5.5. Hình dạng cáp dãi CSY1, CSY5



Hình 5.6. Hình dạng cáp dãi CSY2, CSY4, MSY1, MSY4, MSY2, MSY3



Hình 5.7. Hình dạng cáp dãi CSY3

- L p b o v: 30mm.

- Cáp u n cách tâm c t 0.1L

+ Đ i v i nh p 9m: $0.1 \cdot 9 = 0.9$ (m)

+ Đ i v i nh p 8.5m: $0.1 \cdot 8.5 = 0.85$ (m)

+ Điểm vấp nhíp 17.5m: $0.1 \times 17.5 = 1.75 \text{ (m)}$

+ Điểm vấp nhíp 17m: $0.1 \times 17 = 1.7 \text{ (m)}$

- Cấp lệch tâm lớn nhất tại giữa nhịp.

Theo phương X:

-Điểm lệch tâm của cáp tại nhíp:

$$e_1 = \frac{330}{2} - 30 - \frac{20}{2} - 20 = 105 \text{ (mm)}$$

-Điểm lệch tâm của cáp ở đầu cột:

$$e_2 = \frac{330}{2} - 30 - \frac{20}{2} = 125 \text{ (mm)}$$

-Điểm lệch tâm tổng cộng của cáp:

$$s_1 = 167.5 \text{ (mm)}$$

$$s_2 = 230 \text{ (mm)}$$

Theo phương Y:

- Điểm lệch tâm của cáp tại nhíp:

$$e_1 = \frac{330}{2} - 30 - \frac{20}{2} = 125 \text{ (mm)}$$

- Điểm lệch tâm của cáp ở đầu cột:

$$e_2 = \frac{330}{2} - 30 - \frac{20}{2} - 20 = 105 \text{ (mm)}$$

- Điểm lệch tâm tổng cộng của cáp:

$$s_1 = 177.5 \text{ (mm)}$$

$$s_2 = 230 \text{ (mm)}$$

- Lực ngang lúc trục yêu cầu cho dãi:

$$P_{\gamma'} = \frac{M}{s}$$

M: Mô men do tải cân bằng gây ra

- Lực ngang lúc trục của 1 cáp:

$$P_{1cap} = f_{xe} \times \frac{140}{1000} = 1065.62 \times \frac{140}{1000} = 149.2 \text{ (kN)}$$

- Số lượng cáp cần thiết:

$$n = \frac{P_{yc}}{P_{1cap}}$$

Kết quả lập thành bảng.

Bảng 5.2. Tính toán số lượng cáp cần thiêt

Tên d i	Đ i ch tâm c a cáp (mm)	M do t i cân b ng (kGm)	B r ng đ i (m)	P_{yc} (kN)	$P_{1cáp}$ (kN)	S cáp
CSX2 và CSX4	167.5	64956.25	4.375	3877.99	149.2	38
CSX3	167.5	55218.15	4.5	3296.61	149.2	42
CSX1 và CSX5	230	16207	2.125	704.65	149.2	5
MSX2 và MSX3	167.5	5636	4.5	336.48	149.2	3
MSX1 và MSX4	167.5	20505	4.25	1224.18	149.2	8
CSY1 và CSY5	177.5	13741	2.25	774.14	149.2	5
MSY1 và MSY4	177.5	23066	4.5	1299.49	149.2	8
CSY2 và CSY4	177.5	68688.5	4.375	3869.77	149.2	38
CSY3	177.5	33795.5	4.25	1903.97	149.2	42
MSY2 và MSY3	177.5	5325	4.25	300.00	149.2	3

5.6. Kiểm tra ứng suất trong sàn**5.6.1. Lúc buông neo**

Lúc buông neo, sàn chịu tác động của các lực gồm:

- + Lực căng cáp treo,
- + Trọng lượng bản thân sàn.

-Lực căng cáp treo: $P = n \times A_{cap} \times f_2$

Trong đó:

n - Số cáp

A - Diện tích 1 cáp; $A_{cap} = 140 \text{ mm}^2$

f_2 - Ứng suất sau khi hao ma sát và buông neo; $f_2 = 1299.62 \text{ MPa}$

Tuỳ thuộc vào hình dạng cáp, lực căng cáp sẽ gây ra tải trọng cân bằng tác động lên sàn bằng xu hướng hoặc bằng lên, tải cân bằng có giá trị:

+ Tải nhíp, lực hướng lên: $w = \frac{8 \times P \times s}{l^2 \times b_s} \text{ (kG/m}^2\text{)}$

+ Tải đều cốt, lực hướng xuống: $w = \frac{8 \times P \times e_2}{l^2 \times b_d} \text{ (kG/m}^2\text{)}$

Trong đó:

b_d - bề rộng d i.

l - khoảng cách giữa 2 điểm uốn của cáp.

Giá trị của tải cân bằng được lập thành bảng.

Bảng 5.3. Tải trọng cân bằng do các tầng sàn sau khi buông neo gây ra

Tên dầm	Số cáp	F (kN)	b _d (m)	Vị trí	l (m)	w (kG/m ²)
CSX2 và CSX4	38	6913.98	4.375	nhịp AC, CE	17.5	691.48
				trên C	3.5	12209.24
CSX3	42	7641.77	4.5	nhịp AB, DE	9	2809.32
				nhịp BD	17	1081.19
				trên B, D	2.6	24039.67
CSX1 và CSX5	5	909.73	2.125	nhịp AB, DE	9	708.23
				nhịp BC, CD	8.5	1090.27
				trên B, D	1.75	13270.87
				trên C	1.7	13723.23
MSX2 và MSX3	3	545.84	4.5	nhịp AC, CE	17.5	53.07
				trên C	3.5	937.11
MSX1 và MSX4	8	1455.57	4.25	nhịp AC, CE	17.5	149.86
				trên C	3.5	2645.97
CSY1 và CSY5	5	909.73	2.25	nhịp 12, 45	8.5	794.66
				nhịp 23, 34	9	918.47
				trên 2, 4	1.75	10295.43
				trên 3	1.8	9564.06
MSY1 và MSY4	8	1455.57	4.5	nhịp 13, 35	17.5	149.98
				trên 3	3.5	2068.04
CSY2 và CSY4	38	6913.98	4.375	nhịp 13, 35	17.5	949.49
				trên 3	3.5	9887.11
CSY3	42	7641.77	4.25	nhịp 12, 45	8.5	3533.91
				nhịp 24	18	1021.12
				trên 2, 4	2.65	20486.50
MSY2 và MSY3	3	545.84	4.25	nhịp 13, 35	17.5	59.55
				trên 3	3.5	821.13

Ứng suất cho phép:

+ Ứng suất nén: $0.6f'_{ci}$

Lúc buông neo, cường độ bê tông: $f'_{ci} = 0.8f'_c = 0.8 \cdot 22.75 = 18.2 \text{ (MPa)}$

$\rightarrow 0.6f'_{ci} = 0.6 \cdot 18.2 = 10.92 \text{ (MPa)}$

+ ứng suất kéo:

$$\text{Tỉ lệ uốn cốt: } 0.5\sqrt{f'_{ct}} = 0.5 \times \sqrt{18.2} = 2.13(\text{MPa})$$

$$\text{Tỉ lệ nhíp: } 0.25\sqrt{f'_{ct}} = 0.25 \times \sqrt{18.2} = 1.01(\text{MPa})$$

ứng suất trong bê tông:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

5.6.2. Trong giai đoạn sơ đẳng

Trong giai đoạn sơ đẳng, sàn chịu tác động của các tải: tải ngang tải trọng, tĩnh tải, hoạt tải.

$$\text{- Tải ngang tải trọng: } P = n \times A_{\text{cap}} \times f_{\text{se}}$$

Trong đó:

n - Số cấp

A_{cap} - Diện tích 1 cấp; $A_{\text{cap}} = 140\text{mm}^2$

f_{se} - ứng suất hiệu quả sau khi hao ứng suất; $f_{\text{se}} = 1065.62 \text{ MPa}$

Tùy thuộc vào hình dạng cấp, tải ngang tải trọng sẽ gây ra tải trọng cân bằng tác động lên sàn ngang xuống hoặc ngang lên, tải cân bằng có giá trị:

$$\text{+ Tải nhíp, tải ngang lên: } w = \frac{8 \times P \times s}{l^2 \times b_d} (\text{kG/m}^2)$$

$$\text{+ Tải uốn cốt, tải ngang xuống: } w = \frac{8 \times P \times e_2}{l^2 \times b_d} (\text{kG/m}^2)$$

Trong đó:

b_d - bề rộng dãi.

l - khoảng cách giữa 2 điểm uốn của cấp.

Giá trị của tải cân bằng được lập thành bảng (bảng 5.1).

Ứng suất cho phép:

$$\text{+ Ứng suất nén lớn nhất: } 0.6f'_c = 0.6 \times 22.75 = 13.65 (\text{MPa})$$

+ ứng suất kéo:

$$\text{Tỉ lệ uốn cốt: } 0.5\sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{22.75} = 2.38(\text{MPa})$$

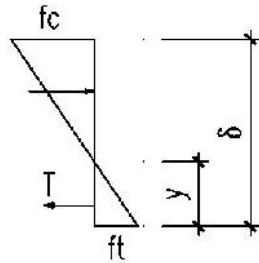
$$\text{Tỉ lệ nhíp: } \sqrt{f'_c} = \sqrt{22.75} = 4.77(\text{MPa})$$

Bảng 5.4. Tải trọng cân bằng do l c ng l c tr c gây ra

Tên d i	S ếp	F (kN)	b _d (m)	V trí	l (m)	w (kG/m ²)
CSX2 và CSX4	38	5669.10	4.375	nh p AC, CE	17.5	566.98
				tr c C	3.5	10010.93
CSX3	42	6265.85	4.5	nh p AB, DE	9	2303.49
				nh p BD	17	886.52
				tr c B, D	2.6	19711.27
CSX1 và CSX5	5	745.93	2.125	nh p AB, DE	9	580.71
				nh p BC, CD	8.5	893.97
				tr c B, D	1.75	10881.42
				tr c C	1.7	11252.32
MSX2 và MSX3	3	447.56	4.5	nh p AC,CE	17.5	43.52
				tr c C	3.5	768.38
MSX1 và MSX4	8	1193.49	4.25	nh p AC, CE	17.5	122.87
				tr c C	3.5	2169.55
CSY1 và CSY5	5	745.93	2.25	nh p 12, 45	8.5	651.58
				nh p 23, 34	9	753.10
				tr c 2, 4	1.75	8441.71
				tr c 3	1.8	7842.03
MSY1 và MSY4	8	1193.49	4.5	nh p 13, 35	17.5	122.98
				tr c 3	3.5	1695.68
CSY2 và CSY4	38	5669.10	4.375	nh p 13, 35	17.5	778.53
				tr c 3	3.5	8106.91
CSY3	42	6265.85	4.25	nh p 12, 45	8.5	2897.62
				nh p 24	18	837.27
				tr c 2, 4	2.65	16797.85
MSY2 và MSY3	3	447.56	4.25	nh p 13,35	17.5	48.83
				tr c 3	3.5	673.29

5.6.3. Thiết kế thép thủng

Vì nhúng v trí có ứng suất vút quá ứng suất cho phép cần thiết thêm thép thủng:



f_c : ứng suất nén

f_t : ứng suất kéo

$\delta = \delta_s$: độ võng tĩnh dãn gần nhp.

$\delta = \delta_s + \delta_{mc}$: độ võng tĩnh dãn trên cốt.

δ_{mc} : chiều dày mũ cốt.

+ Lực kéo:

$$T = \frac{1}{2} \times f_t \times y$$

+ Diện tích thép yêu cầu:

$$A_s = \frac{T}{f_y / 2}$$

5.6.4. Kiểm tra khả năng chịu lực

Tại trạng tác động: tính tải và hoạt tải tính toán. Theo ACI 318 - 2002, hệ số vút tải tải c là tính tải là 1.2, c là hoạt tải là 1.6.

- Kiểm tra khả năng chịu uốn:

Điểm v trí nhp có tỉ lệ (nhp/chiều cao tĩnh dãn) ≤ 35 , ứng suất phá hoại trong cáp:

$$f_{pe} = f_{se} + 70 + \frac{f_c}{100 \rho_p}$$

Nhúng không đủ c l n h n $f_{py} = 1670 \text{ MPa}$ và $(f_{se} + 400) = 1065,62 + 400 = 1465,62$ (MPa)

Điểm v trí nhp có tỉ lệ (nhp/chiều cao tĩnh dãn) > 35 , ứng suất phá hoại trong cáp:

$$f_{pe} = f_{se} + 70 + \frac{f_c}{300 \rho_p}$$

Nhúng không đủ c l n h n $f_{py} = 1670 \text{ MPa}$ và $(f_{se} + 200) = 1065,62 + 200 = 1265,62$ (MPa)

$$\rho_p = \frac{A_{pe}}{b_d d_p}$$

+ Điểm uốn chịu uốn:

$$M_f \leq M_u$$

M_f : mô men tải mép cốt hoặc mô men tải gần nhp.

+ Mô men gối h n:

$$M_u = 0.9[A_{pe}f_{pe}(d_p - \frac{a}{2}) + A_{se}f_y(d - \frac{a}{2})]$$

Với

$$\alpha = \frac{A_{pe}f_{pe} + A_{se}f_y}{0.85f'_c b_d}$$

- Kiểm tra khả năng chịu cắt:

+ Điều kiện chịu cắt:

$$v_c = \frac{V}{A_c} \pm \frac{\alpha M_c}{J_c} \leq \phi v_u$$

Các đặc trưng của tiết diện chịu cắt của kết cấu được tính theo công thức từ (4.29) đến (4.36)

+ Cắt góc: $c = 0.4467m$; $A_c = 0.7896 m^2$; $J_c = 0.1522 m^4$

+ Cắt biên: $c = 0.4316m$; $A_c = 1.1648 m^2$; $J_c = 0.2262 m^4$

+ Cắt giữa: $c = 0.74 m$; $A_c = 1.6576 m^2$; $J_c = 0.6105 m^4$

+ Cắt giữa biên: $c = 0.74 m$; $A_c = 1.1648 m^2$; $J_c = 0.4915 m^4$

Kết quả được lập thành bảng (xem phụ lục).

5.6.5. Kiểm tra độ võng

Độ võng dài hạn:

$$\Delta = \Delta_e + F\Delta_{dh} \text{ với } F = 2$$

$$\Delta = 4.5(cm) < [\Delta] \text{ Thỏa mãn.}$$

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]. PGS. Phan Quang Minh, [2007], *Thiết kế sàn Bê tông ứng lực trước*. Nhà xuất bản Xây dựng Hà Nội.

[2]. PGS. TS. Hồ Hữu Chính, [2009], *Bê tông cốt thép ứng lực trước*, Nhà xuất bản Bách khoa Hồ Chí Minh.

[3]. Tiêu chuẩn Xây dựng Việt Nam [2005], TCXDVN 356:2005, *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép*, Tiêu chuẩn thiết kế.