

bản bê tông cốt thép (h.3.12). Trình tự thi công dầm trong tường cũ theo phương pháp này có thể được tóm tắt như sau (h.3.13) :

- đục các lỗ cách quãng trong tường, các lỗ này có chiều cao bằng chiều cao thiết kế của dầm ;
- đặt các dụng cụ Pynford vào các lỗ, dùng các bản bê tông cốt thép và nêm để chêm chặt các dụng cụ này chống đỡ phần tường đã bị đục lỗ ;
- đục thông tiếp các mảng tường giữa các lỗ theo đúng hình dạng dầm ;
- đặt cốt thép và đổ bê tông dầm.

Phương pháp này tương tự như phương pháp đặt các dầm đúc sẵn từng đoạn. Tuy nhiên nó ưu việt hơn do tính tiêu chuẩn hóa, dụng cụ Pynford có thể được chế tạo hàng loạt, chiều cao của dụng cụ có thể được điều chỉnh bằng số lượng bản bê tông chêm giữa.

Khi kỹ thuật này được dùng để gia cường móng, dầm thường được đặt ngay dưới cao trình sàn tầng trệt, hoặc trực tiếp dưới đáy móng nếu móng đặt quá nông. Khi đó dầm tựa trực tiếp lên nền.

fb.com/ebook.sos

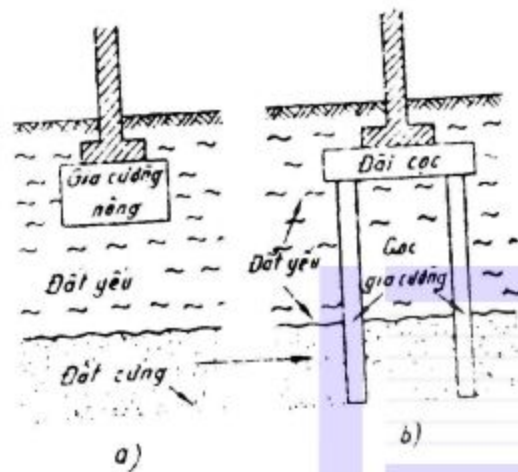
CHƯƠNG 4 CÁC PHƯƠNG PHÁP GIA CƯỜNG MÓNG BẰNG CỌC

Trong nhiều trường hợp, để chặn đứng hay làm giảm đáng kể quá trình lún, tải trọng của công trình cần được đưa xuống tầng đất cứng dưới sâu bằng cọc. Thí dụ, khi móng bị lún do quá trình cố kết của một lớp đất yếu bên dưới móng thì các biện pháp gia cường nông như mở rộng móng là vô ích. Biện pháp gia cường nông chỉ cho phép truyền một áp lực gây lún thấp hơn đến cùng lớp đất yếu này nhưng lại làm vùng biến dạng dưới móng đến một độ sâu lớn hơn, do đó quá trình lún vẫn tiếp diễn (h.4.1a). Khi đó việc gia cường móng bằng cọc là cần thiết (h.4.1b).

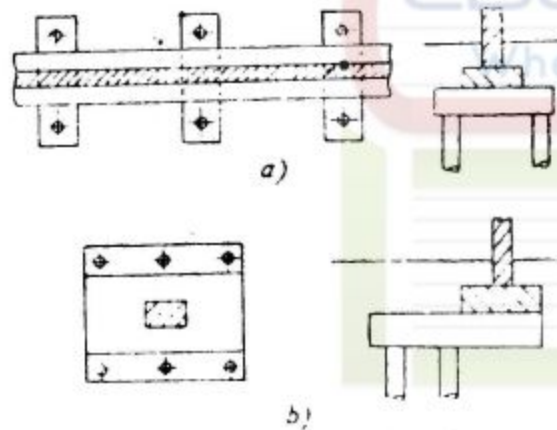
Cọc để gia cường khác với cọc dùng cho các công trình mới ở chỗ :

Việc thi công hoàn toàn không được gây ra các chấn động nguy hiểm hay ảnh hưởng bất lợi cho công trình cũ.

Công tác gia cường thường phải thi công trong các không gian chật hẹp, thậm chí bên dưới móng, do đó thiết bị thi công cần phải nhỏ nhẹ, cấu kiện cọc cần dễ lắp đặt...



Hình 4.1. Gia cường móng bị lún do quá trình cố kết của một lớp đất yếu dày dưới móng
 a) gia cường bằng bê tông, không hợp lý; b) gia cường bằng cọc, hợp lý.

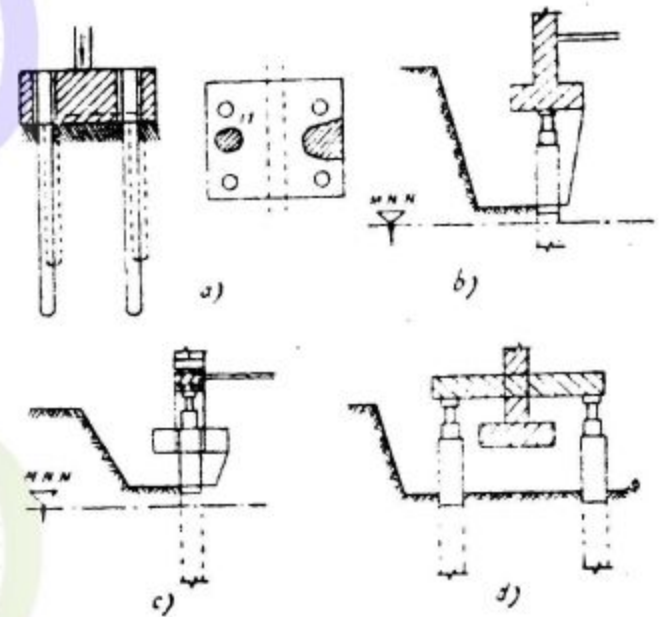


Hình 4.2. Bố trí cọc gia cường

Để thỏa mãn các yêu cầu trên, các kỹ thuật cọc ép, cọc đóng kích thước nhỏ được thi công từng đoạn hoặc các loại cọc khoan nhồi đã được sử dụng cho công tác gia cường móng.

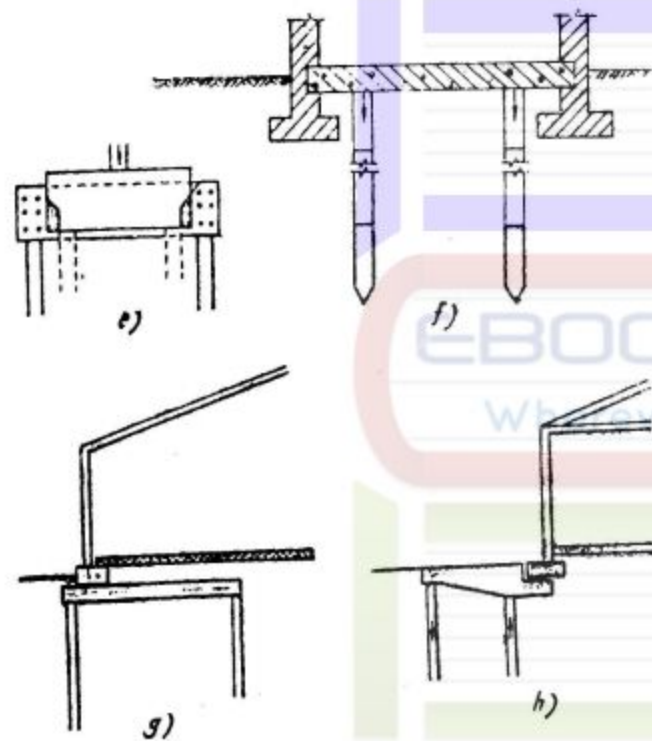
Khi gia cường móng tường, cọc thường được bố trí thành từng cặp hai bên tường (h.4.2a). Cọc gia cường móng đơn, chân cột được bố trí thành nhóm xung quanh hoặc hai phía cột (h.4.2b).

Có nhiều phương pháp liên kết cọc gia cường với kết cấu trên (h.4.3) :



Hình 4.3. Các biện pháp liên kết cọc gia cường với kết cấu bên trên

- 1 - cọc được thi công xuyên qua móng cũ (h.4.3a);
- 2 - cọc được thi công dưới đáy móng cũ (h.4.3b);
- 3 - cọc được thi công dưới các dầm đặt trong tường móng cũ khi mực nước ngầm quá cao (h.4.3c);
- 4 - cọc được liên kết với dầm gác xuyên tường (h.4.3d) hoặc móng mở rộng ốp móng cũ (h.4.3e);



Hình 4.3. Các biện pháp liên kết cọc gia cường với kết cấu bên trên

5 - cọc được liên kết với dầm hoặc bè gác toàn nhà (h.4.3f) ;

6 - sử dụng dầm gác mở rộng để thi công cọc, tránh không gian quá thấp (h.4.3g) ;

7 - sử dụng dầm "cân bằng" khi không gian trong nhà không đủ cao để thi công, khi đó với mỗi cặp cọc sẽ có một cọc chịu nén, một cọc chịu kéo (h.4.3h).

Tương tự với cọc cho công trình mới, một cọc gia cường có thể coi là "lớn" nếu đường kính danh nghĩa $D > 750$ mm với cọc nhồi và $D > 600$ mm với cọc đóng. Một cọc được coi là "nhỏ" nếu $D < 300$ mm với cọc nhồi và $D < 150$ mm với cọc đóng. Những cọc có chiều dài $L > 20 D$ hoặc $L > 20$ m được coi là cọc dài.

Có rất nhiều kỹ thuật gia cường móng bằng cọc. Trong phần dưới đây sẽ trình bày các kỹ thuật thông dụng và hiệu quả nhất.

§ 4.1. CỌC ÉP MEGA

Cọc ép là loại cọc gồm nhiều đoạn được ép xuống nền đất từng đoạn một bằng kích thủy lực, lấy công trình bên trên làm đối trọng. Cấu kiện cọc có thể bằng thép hoặc bằng bê tông cốt thép. Với cọc bê tông cốt thép, tiết diện cọc có thể là vuông với cạnh thay đổi từ 25 đến 35 cm hoặc có thể là tròn với đường kính tiết diện từ 25 đến 40 cm. Chiều dài mỗi đoạn cọc thường từ 0,8 đến 1,0 m.

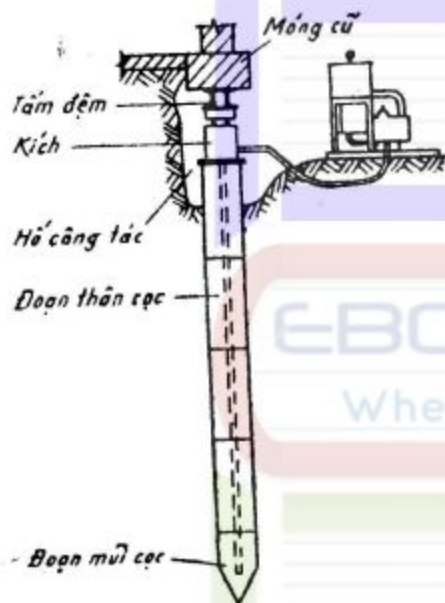
Nói chung, quá trình thi công cọc ép mega có thể được tóm tắt bằng các bước sau đây (h.4.4) :

- 1 - đào hố công tác dưới đáy móng cũ ;

2 - đặt đoạn mũi cọc vào và ép xuống nền bằng kích thủy lực, sau mỗi một hành trình, kích được hạ tải và các tấm đệm được đặt thêm vào ;

3 - sau khi đoạn mũi cọc ngấp hết vào nền đất, đoạn thân cọc tiếp theo được đặt vào và được liên kết với đoạn trước. Quá trình ép cọc được lặp lại như bước 2 cho đến khi cọc được ép đến độ sâu thiết kế ;

4 - liên kết cọc với dáy móng cũ.

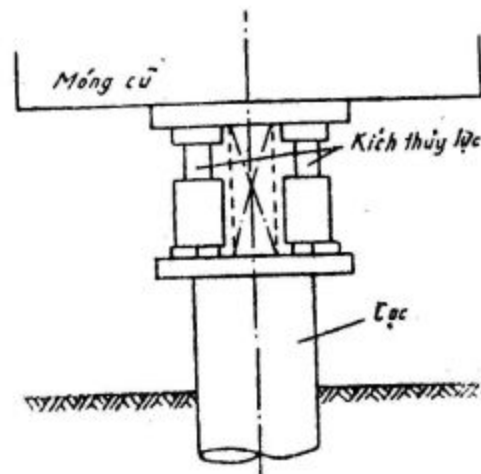


Hình 4.4. Cọc ép mềga

Cọc ép mềga có những ưu điểm chính sau đây : khi thi công cọc không gây tiếng ồn và chấn động ảnh hưởng tới các công trình xung quanh và tới chính công

trình cần được sửa chữa, sức chịu tải của cọc khá lớn, có thể đạt tới 40 - 60 t (với cọc tiết diện vuông 30 x 30 cm), thí nghiệm nén tĩnh coi như được thực hiện ở mọi cọc, do đó có thể sử dụng một hệ số an toàn thấp trong khi tính toán, không cần biện pháp hạ mực nước ngầm nếu chọn sơ đồ ép cọc hợp lý ...

Nhược điểm của phương pháp này là : các đoạn cọc bê tông khá nặng (với cọc 30 x 30 cm, trọng lượng cọc khoảng 250 kG/m) do đó công tác thi công khá nặng nề, nhất là trong không gian chật hẹp : do sức chịu tải của cọc lớn, lực ép khi thi công dễ gây phá hoại cục bộ cho kết cấu bên trên ; khi gặp các vật cản lớn trong nền như đá tảng, móng cũ, cọc không thể đi qua được và do đó không đủ sức chịu tải dự tính [18].



Hình 4.5. Ép cọc bằng hai kích

Ở Liên Xô (cũ), kỹ thuật cọc ép được áp dụng với cấu kiện cọc ống thép, mũi bít kín có đường kính 273 mm và 351 mm, chiều dài mỗi đoạn từ 0,5 đến 1,0 m. Các đoạn cọc được liên kết hàn với nhau và sau khi ép xong, lòng cọc được đổ đầy vữa bê tông [28]. Ở Mỹ cọc ống thép hở mũi đường kính 305 mm và 457 mm được ép xuống nền bằng hai kích cùng một lúc. Một đoạn cọc dài 1,2 m. Trong khi ép, đất trong lòng cọc liên tục được nạo vét và lòng cọc cũng được đổ bê tông khi cọc đạt đến độ sâu thiết kế (h.4.5).

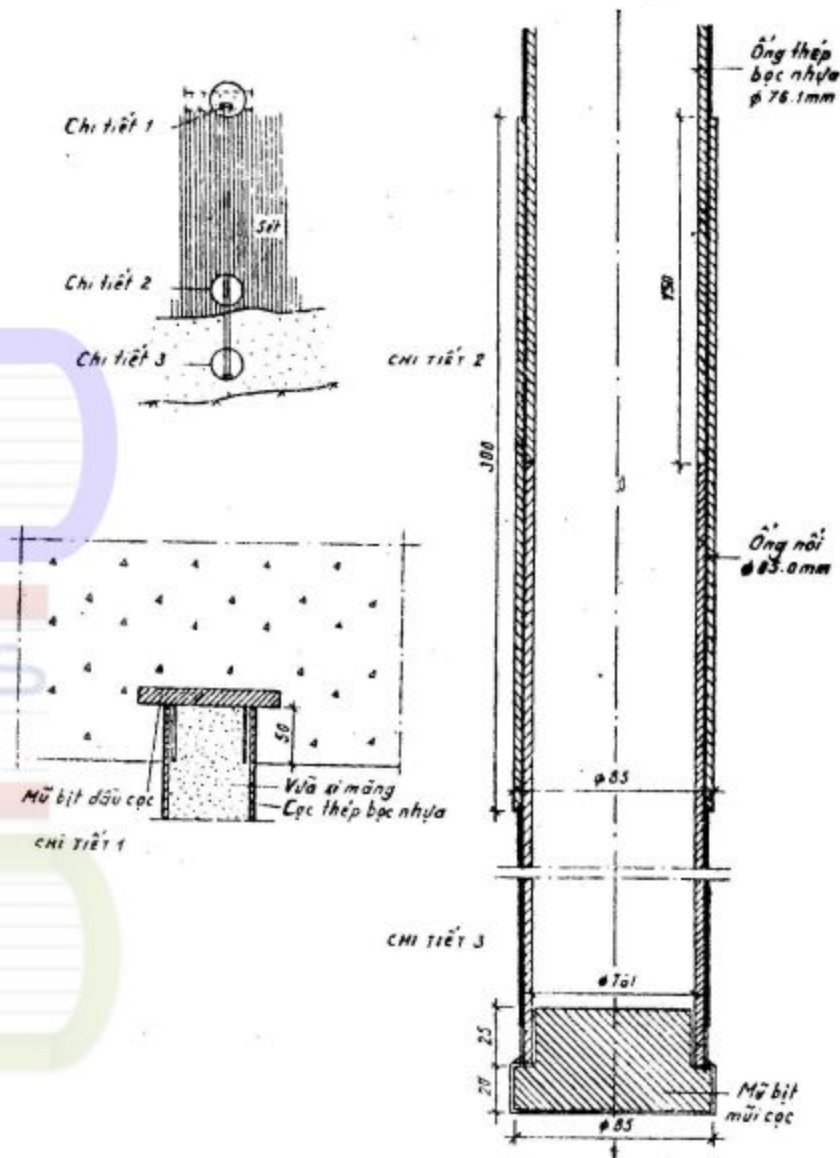
Đây là một kỹ thuật ra đời sớm và được ứng dụng khá phổ biến do thiết bị thi công không phức tạp và cấu kiện cọc dễ chế tạo. Kỹ thuật này đã được ứng dụng ở nhiều nước : Thụy Điển, Hungari, Pháp, Anh, Bỉ, Liên Xô (cũ), Mỹ ...

Trong chương 5 sẽ giới thiệu việc ứng dụng cọc ép mega tại nước ta.

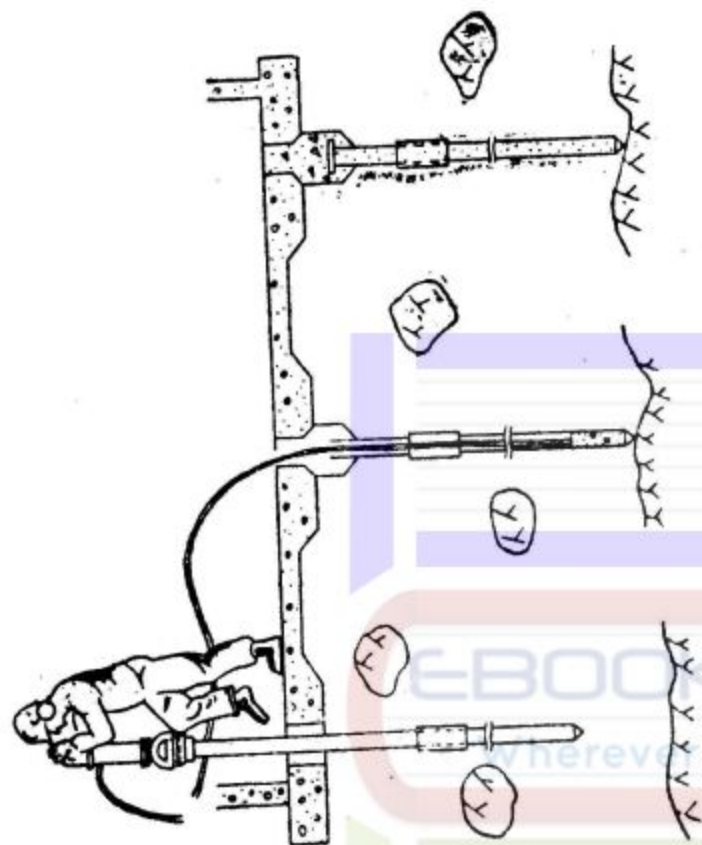
§ 4.2. CỌC ỐNG

Những nhược điểm nêu trên của cọc ép mega đưa đến sự ra đời của một số kỹ thuật gia cường bằng cọc mới tiện lợi hơn, phù hợp hơn với điều kiện thi công chật hẹp. Trong các phần §4.2, §4.3, §4.4 sẽ trình bày một số kỹ thuật cọc tiên tiến được ra đời và phát triển tại Thụy Điển.

Cọc ống được sử dụng khá rộng rãi do khả năng thích nghi cao với các không gian chật hẹp. Có nhiều loại cọc ống được sử dụng, nhưng thông dụng nhất là hai loại : cọc ống thép-bọc nhựa và cọc ống gang đúc.



Hình 4.6. Cọc ống thép bọc nhựa



Hình 4.7. Thi công cọc ống thép

Cọc ống thép bọc nhựa (h.4.6) thường có đường kính ngoài 76 mm thành dày 4 mm, bên ngoài được phủ một lớp nhựa dẻo dày 1,8 mm để chống ăn mòn.

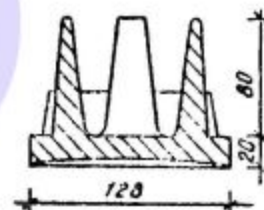
Chiều dài mỗi đoạn cọc có thể từ 1,0 đến 2,0 m. Các đoạn cọc được nối với nhau bằng các ống thép mạ có đường kính ngoài 85 mm dày 4 mm. Mũi cọc và đầu

cọc được bịt bằng các mũi sắt đặc biệt để truyền tải tốt. Cũng có loại mũi cọc đặc biệt để đóng vào đá.

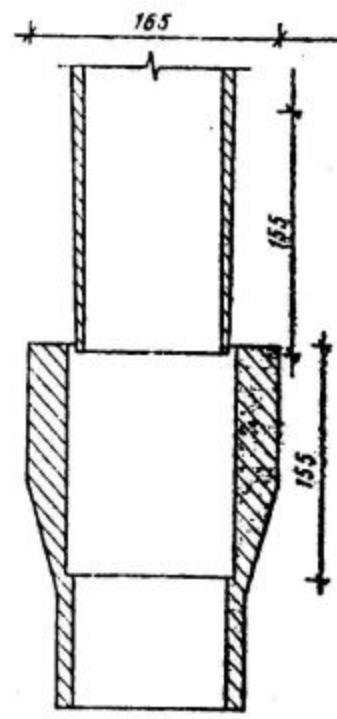
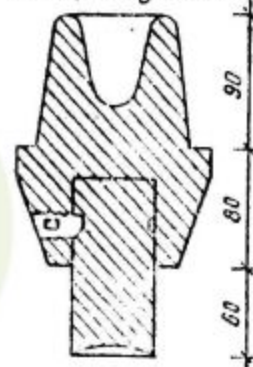
Cọc được đóng bằng loại búa hơi xách tay hoặc loại búa thủy lực nhẹ kiểu Montabert được gắn trên một thiết bị cơ giới nhỏ kiểu Minimax.

Sau khi được đóng tới độ sâu thiết kế, cọc được phun đầy vữa bê tông vào trong lòng và được liên kết với hệ truyền tải (h.4.7). Cọc có thể được đóng tới độ sâu 20 m và có sức chịu tải cho phép lớn nhất từ 14 đến 17 t.

Mũi phẳng bịt mũi cọc



Mũi cọc đóng vào đá



Hình 4.8. Cọc ống gang đúc

Loại cọc ống thép tương tự có vỏ ngoài được mạ, đường kính 60,3 mm hoặc 76,0 mm cũng được sử dụng phổ biến [3, 8, 18, 20].

Cọc ống gang đúc (h.4.8) cũng là một loại cọc ống đường kính nhỏ, thường có đường kính ngoài 118 mm, thành ống dày 8,4 mm. Hai đầu cọc có cấu tạo dạng côn đặc biệt để dễ dàng lắp khít các đoạn với nhau mà không cần ống nối đặc biệt. Mỗi đoạn cọc thường có chiều dài từ 1 đến 2 m khi dùng cho công tác gia cường móng, hoặc tới 5 m khi dùng cho móng mới. Cọc được phủ bitum cả ngoài lẫn trong lòng cọc để chống ăn mòn. Cọc có thể được đóng tới độ sâu 20 m và cũng có thể đóng được vào nền đá với loại mũi cọc đặc biệt. Sức chịu tải cho phép của cọc có thể đạt tới 25 - 40 t tùy theo điều kiện đất nền. Loại cọc ống gang đúc thông dụng ở Thụy Điển do hãng Gustavsberg chế tạo, nguyên thủy được sử dụng làm đường ống thoát nước vệ sinh.

Cọc loại này thường được đóng bằng búa thủy lực hoặc các loại búa hơi song động BSP 300 hay Attas Capco PH5.

Trình tự thi công của cả hai loại cọc này nói chung gồm các bước sau :

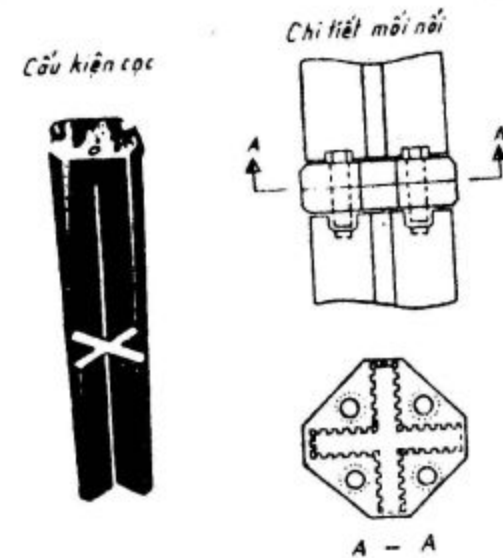
- 1 - gia cố tường móng cũ ;
- 2 - thi công hố đào cho hệ truyền tải mới ;
- 3 - đóng cọc đến độ sâu thiết kế ;
- 4 - phun vữa lòng cọc ;
- 5 - đổ bê tông hệ truyền tải (dài cọc).

Ưu điểm của phương pháp này là rất thích hợp với các không gian chật hẹp do thiết bị thi công và nhất là cấu kiện cọc nhỏ nhẹ, chỉ 8 kG/m cọc với cọc ống thép bọc nhựa và 20 kG/m với cọc ống gang đúc. Nhược

điểm của loại cọc này là khá mảnh do đó với đất nền quá yếu, đặc biệt khi $c_u \leq 0,1 \text{ kG/cm}^2$ cần phải kể đến bài toán mất ổn định khi uốn dọc. Hơn nữa so với một số phương pháp truyền thống, phương pháp này tốn kém hơn do giá trị vật liệu cọc cao [3, 12, 18].

§ 4.3. CỌC THÉP SW (CỌC THÉP TIẾT DIỆN CHỮ THẬP [3, 20])

Đây là loại cọc được đóng từng đoạn xuống nền đất bằng búa hơi loại nặng hay bằng kích thủy lực. Kích thước tiết diện cọc thường là 100 x 14 mm, 155 x 21 mm và 180 x 24 mm. Chiều dài mỗi đoạn cọc khoảng 1,0 m hoặc lớn hơn. Các đoạn cọc được nối với nhau bằng liên kết bulông mặt bích (h.4.9).



Hình 4.9. Cọc thép tiết diện chữ thập

Để chống ăn mòn, thành cọc được phủ bằng sơn epoxy hoặc mạ kẽm dày 0,1 mm. Cọc có thể đóng tới độ sâu hơn 25 cm.

So với cọc ép mềga, loại cọc này khá gọn nhẹ, trọng lượng cọc khoảng 20,6 đến 63,9 kG/m. Sức chịu tải của cọc khá cao có thể đạt tới 56 t tùy thuộc kích thước tiết diện cọc và điều kiện đất nền. Trong bảng 4.1 và 4.2 trình bày một số liệu được sử dụng trong thiết kế tại Thụy Điển

Bảng 4.1. Cọc SW - Sức chịu tải cho phép lớn nhất

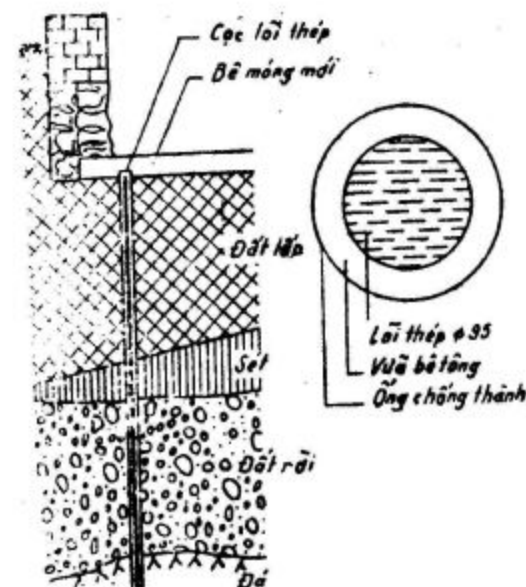
Tiết diện cọc, mm	Trọng lượng, kg/m	Sức kháng cắt của nền, kG/cm ²			
		0,18	0,15	0,10	0,07
100 x 14	20,6	18,2	16,8	13,7	11,5
155 x 21	48,0	42,2	41,2	33,6	28,1
180 x 24	63,9	56,1	54,4	45,3	37,8

Bảng 4.2. Cọc SW - Khoảng cách tối thiểu giữa các cọc tới mép dài, mm

Tiết diện cọc, mm	Chiều dài cọc, m			Khoảng cách từ mép trục tới mép dài, mm
	< 10	10 - 25	> 25	
100 x 14	300	400	500	150
155 x 21	465	620	775	275
180 x 24	540	720	900	275

§ 4.4. CỌC LỖI THÉP

Loại cọc này bao gồm một lõi thép chịu lực nằm bên trong ống chống thành (h.4.10). Tải trọng lên cọc chủ yếu do một lõi thép đường kính 70 - 220 mm, đặt ở tâm cọc chịu.



Hình 4.10. Cọc lõi thép

Trình tự thi công loại cọc này như sau :

- 1 - khoan và đặt ống chèn đến tận mặt đá gốc ;
- 2 - hạ lõi thép từng đoạn và liên kết các đoạn lõi bằng mối hàn ;

3 - đóng lõi thép vào mặt đá bằng búa rơi loại nhẹ tới độ chối quy định ;

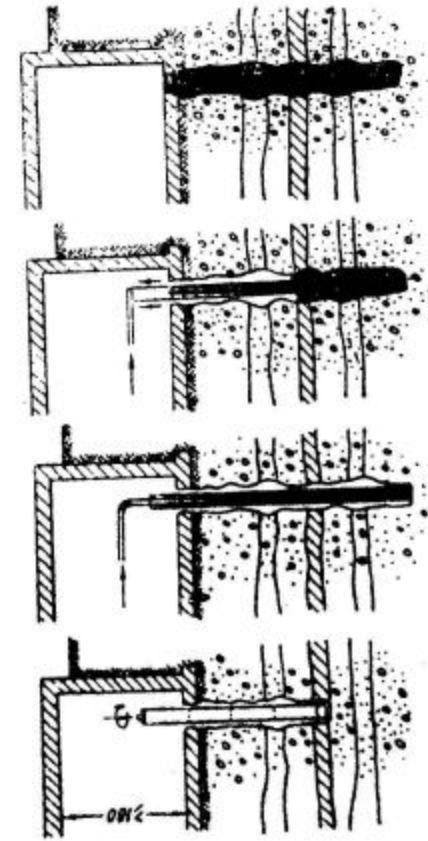
4 - khe hở giữa lõi thép và thành ống chống được phun đầy vữa xi măng.

Công tác thi công hệ truyền tải từ công trình xuống cọc được thực hiện tương tự như các loại cọc khác. Loại cọc này có những ưu điểm sau : có thể xuyên các vật cản làm cản trở công tác sửa chữa ; sức chịu tải mỗi cọc khá lớn có thể từ 40 đến 350 t. Ví dụ với cọc có lõi thép đường kính 95 mm, sức chịu tải cho phép lớn nhất của cọc có thể tới 71 t, tương ứng với tải trọng lên nền đá gốc khoảng 1000 kG/cm^2 .

Tuy nhiên, phương pháp này sẽ không kinh tế nếu độ sâu gặp đá gốc quá lớn (lớn hơn 20 m). Ngoài ra không gian cho công tác sửa chữa thường chật hẹp không cho phép các thiết bị công kênh hoạt động [3.20].

§ 4.5. CỌC RỄ CÂY (CỌC KHOAN NHỎI ĐƯỜNG KÍNH NHỎ)

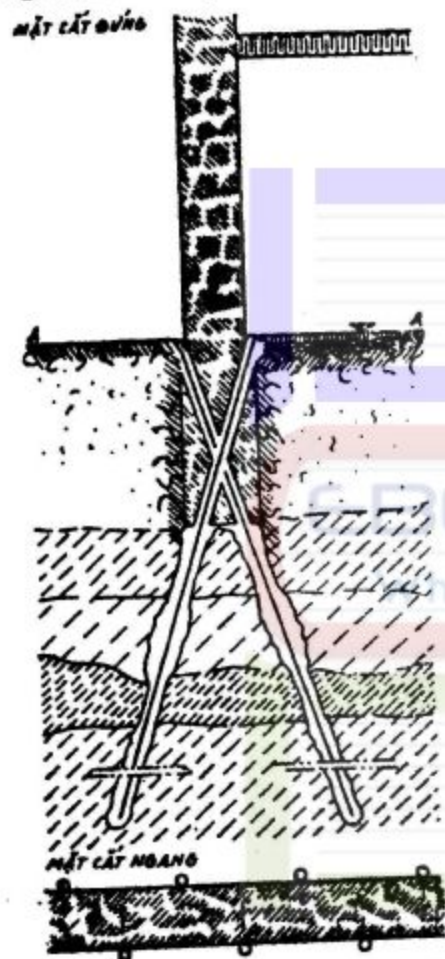
Cọc rễ cây là loại cọc khoan nhỏi đường kính nhỏ thay đổi từ 8 đến 25 cm. Khi đường kính cọc nhỏ hơn 12 cm, cọc được đặt một cốt thép chính giữa, còn khi cọc có đường kính lớn hơn người ta đặt thêm một cốt thép xoắn. Cọc được thi công bằng thiết bị khoan quay kết hợp với phun phụt bê tông. Sau khi ống chống thành được thi công, người ta đặt cốt thép, bơm bê tông và rút dần ống chống lên. Quá trình bơm phụt bê tông bằng khí nén cũng tạo điều kiện cho việc rút ống chống dễ dàng hơn. Hình 4.11 trình bày trình tự thi công loại cọc này. Sức chịu tải của cọc rễ cây chủ yếu là ma sát thành



Hình 4.11. Trình tự thi công cọc rễ cây

cọc. Giá trị cực hạn của ma sát thành cọc phụ thuộc vào từng loại đất. Ở CHLB Đức, qua thực nghiệm người ta đã rút ra giá trị này bằng $2,0$ đến $2,5 \text{ kG/cm}^2$ với đất cuội sỏi ; $1,5 \text{ kG/cm}^2$ với đất cát và $1,0 \text{ kG/cm}^2$ với đất dính [10].

Sử dụng cọc rỗng cây có thể tránh được các khó khăn phát sinh khi gia cường móng bằng các loại cọc khác bên ngoài công trình cũ hoặc từ hố đào bên dưới công



Hình 4.12. Gia cường móng bằng cọc rỗng cây

trình. Bê tông cốt thép đổ tại chỗ với các hố khoan thi công được bố trí theo các góc độ khác nhau sẽ tạo ra gối tựa mới cho toàn bộ chiều rộng móng. Kỹ thuật gia cường này không đòi hỏi bất kỳ công tác đào hay biện pháp chống đỡ nào và cọc được liên kết với toàn bộ khối kết cấu bên trên bởi các mũi khoan xuyên qua cả kết cấu. Cọc rỗng cây cũng có thể xuyên qua các vật cản lớn, điều mà các loại cọc đóng, ép không làm nổi (h.4.12). Tuy nhiên công tác thi công cần được tiến hành thật cẩn thận để chất lượng bê tông đảm bảo, đặc biệt với cọc trong đất rời và đất bùn yếu. Do vậy cần phải có các đội thi công đặc biệt có nhiều kinh nghiệm để có thể vượt qua những khó khăn không lường trước.

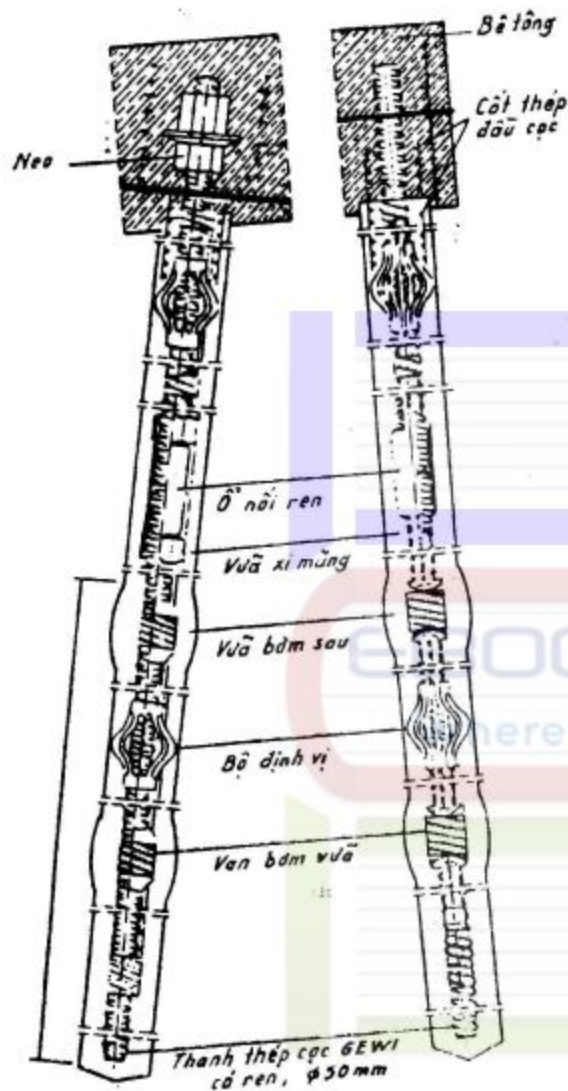
§ 4.6. CỌC GEWI

Cọc gewi là một loại cọc đường kính nhỏ, gồm một thanh thép chịu lực đường kính 50 mm đặt ở giữa được bao quanh bằng vữa xi măng (h.4.13).

Trình tự thi công cọc như sau :

- 1 - khoan và đặt ống chống thành ;
- 2 - đặt lõi thép chịu lực từng đoạn ;
- 3 - phun vữa lần thứ nhất đồng thời rút ống chống thành ;
- 4 - phun vữa thêm (trong đất dính).

Lõi thép của cọc Gewi được chế tạo từ thép cường độ cao và có những đường ren lớn chạy trên thành, nghĩa là lõi thép Gewi giống như một bulông dài. Cấu tạo này cho phép lõi thép dễ dàng được cắt ngắn ở bất kỳ vị trí nào và dễ dàng được nối lại bằng các ổ nối. Rõ ràng đây là một ưu điểm lớn khi vận chuyển và



Hình 4.13. Cọc gawi

đặc biệt phù hợp với công tác gia cường móng trong không gian chật hẹp.

Khi thiết kế, người ta thường chỉ kể đến sức chịu tải của thép lõi. Sức chịu tải của lõi thép Gewi đường kính 50 mm khi chày là 82,4 t. với hệ số an toàn 1,75 tải trọng cho phép là 47 t.

Khi phun vữa lần thứ nhất, áp lực vữa được giữ suốt trong quá trình rút ống chống. Điều này sẽ nâng cao ma sát thành của cọc. Yêu cầu về vữa và áp lực phụ thuộc chủ yếu vào tính chất đất nền, do vậy trong khi thi công cần theo dõi liên tục.

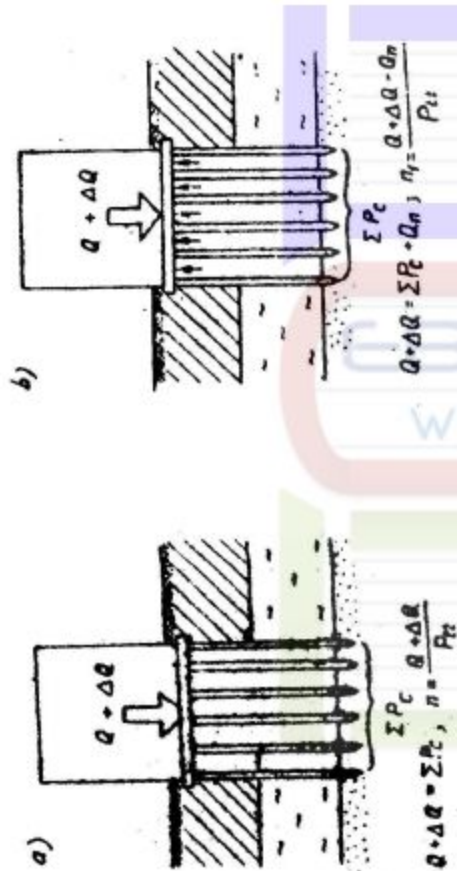
Khi đất nền quá yếu, thường phải sử dụng biện pháp phun thêm để nâng cao hơn nữa ma sát thành. Người ta thấy rằng với đất dính, chỉ bơm phun một lần không đủ để tạo ra ma sát thành cần thiết giữa cọc và đất nền. Do vậy khi cần, người ta gắn một hệ thống bơm thêm vào cọc Gewi để đưa thêm một lượng xi măng vào nền đất sau khi vữa bơm lần đầu ninh kết. Việc bơm thêm này làm cố kết đất nền xung quanh, cải thiện tính chất đất nền và do vậy nâng cao sức chịu tải của cọc. Quá trình bơm thêm nước vẫn rỉ ra. Cũng có thể bơm thêm cho một cọc Gewi sau khi thi công nếu như thấy rằng khả năng chịu tải của cọc đó là chưa đủ [13].

CHƯƠNG 5
PHƯƠNG PHÁP GIA CƯỜNG MÓNG
BẰNG CỌC ÉP

Gia cường móng là một công việc khó hơn nhiều so với xây dựng một móng mới. Giải pháp sửa chữa nền móng đưa ra cần phải chặn đứng được hoặc làm giảm hẳn tốc độ lún của công trình, đồng thời đảm bảo sự an toàn cho kết cấu bên trên không gây hư hỏng thêm trong khi tiến hành sửa chữa. Hơn nữa, giải pháp sửa chữa đưa ra cũng phải thỏa mãn mọi yêu cầu và điều kiện cụ thể của công trình. Chính vì vậy mà giải pháp sửa chữa cho các công trình không bao giờ hoàn toàn giống nhau.

Cũng giống như thiết kế móng cho mọi công trình mới, trong thiết kế gia cường móng cần phải giải quyết các bài toán về cường độ và biến dạng. Móng gia cường cùng với móng cũ tạo thành hệ thống móng mới phải thỏa mãn các yêu cầu về cường độ và biến dạng. Do một phần tải trọng được truyền lên phần móng gia cường, một phần vẫn do móng cũ chịu nên bài toán thiết kế gia cường móng phức tạp hơn nhiều so với thiết kế một móng mới. Tính phức tạp cũng tăng lên nhiều do phải xử lý hiện trạng cụ thể của công trình để công tác thi công có thể thực hiện được trong không gian chật hẹp của công trình cũ, giữ nguyên được đặc điểm

kiến trúc cũ, đồng thời thỏa mãn hàng loạt các yêu cầu kỹ thuật và phi kỹ thuật của trường hợp cụ thể như đã nêu trong phần 1.2. Trong lĩnh vực gia cường móng, công tác gia cường bằng cọc nói chung là khó khăn và phức tạp nhất. Do vậy chương này sẽ chỉ đề cập đến việc thiết kế gia cường móng bằng cọc.



Hình 5.1. Các giả thiết trong thiết kế gia cường móng bằng cọc

Khi sửa chữa móng bằng cọc, một giả thiết khá thông dụng hiện nay là toàn bộ tải trọng của công trình cũ sẽ được truyền lên cọc gia cường. Theo giả thiết này, số lượng cọc gia cường sẽ được xác định theo biểu thức sau (h.5.1a).

$$n = \frac{Q + \Delta Q}{P_{ti}} \quad (5.1)$$

trong đó n - số lượng cọc gia cường; Q - tải trọng thẳng đứng của công trình cũ bao gồm cả móng cũ; ΔQ - tải trọng tăng thêm, bao gồm cả hệ truyền tải; P_{ti} - sức chịu tải tính toán của mỗi cọc.

Tuy nhiên, giả thiết trên đưa ra là thiếu chính xác, quá an toàn và do vậy không kinh tế. Thực ra, một phần tải trọng của công trình vẫn do móng cũ chịu, và số lượng cọc cần thiết gia cường n_1 do đó sẽ nhỏ hơn giá trị n (h.5.1b) tính theo (5.1) nghĩa là :

$$n_1 = \frac{Q + \Delta Q - Q_n}{P_{ti}} \quad (5.2)$$

trong đó Q_n - tải trọng truyền lên móng cũ.

Tuy nhiên, giá trị Q_n không dễ xác định. Để đánh giá phần tải trọng truyền lên móng cũ Q_n , cần phải giải bài toán về sự làm việc đồng thời giữa hệ móng cũ và móng mới, ngoài ra phải tính đến việc móng cũ phải chịu tải một thời gian dài trước khi đưa thêm phần cọc gia cường mới. Có nhiều phương pháp liên kết cọc gia cường với kết cấu bên trên như đã trình bày trong chương 4, nhưng nguyên lý chung là tải trọng công trình được truyền xuống cọc qua hệ truyền tải. Do đó trong

thiết kế gia cường móng bằng cọc sẽ có những nhiệm vụ thiết kế chính sau đây :

- a) thiết kế cọc ;
- b) thiết kế hệ truyền tải ;
- c) kiểm tra độ bền kết cấu bên trên.

§ 5.1. THIẾT KẾ CỌC

Quá trình thiết kế cọc gia cường thường bao gồm :

1 - thu thập và tìm hiểu các thông tin về hiện trường, tình trạng các kết cấu hiện có và điều kiện đất nền ;

2 - tiến hành khảo sát nền đất bổ sung ;

3 - tiến hành khảo sát để nắm được dạng kết cấu, độ bền và hiện trạng của công trình cần được gia cường cũng như bất kỳ công trình xung quanh nào có thể bị ảnh hưởng do công tác gia cường ;

4 - lựa chọn dạng cọc thích hợp với điều kiện cụ thể, không được sử dụng cọc đóng nếu việc thi công chúng có ảnh hưởng nguy hại với môi trường hoặc các công trình xung quanh ;

5 - tính toán thiết kế.

Cũng như trong công tác thiết kế móng cọc cho một công trình mới, hồ sơ thiết kế gia cường móng bằng cọc sẽ bao gồm các bản vẽ trong đó định rõ dạng cọc gia cường, mặt bằng bố trí cọc, các kích thước cơ bản : tiết diện, chiều dài, độ nghiêng (nếu là cọc xiên) cũng như sức chịu tải tính toán của cọc. Các chi tiết trong bản vẽ cũng cần phải trình bày rõ đầu cọc được hoàn tất ra sao và sau đó được liên kết với kết cấu bên trên

như thế nào. Đồng thời trong hồ sơ thiết kế cũng cần quy định rõ chất lượng và những thí nghiệm đánh giá chất lượng vật liệu cọc, quy trình thí nghiệm thử cọc tại hiện trường, kể cả những thí nghiệm cọc để khẳng định sức chịu tải dự tính của cọc.

Tuỳ theo điều kiện cụ thể của công trình mà lựa chọn loại cọc gia cường. Việc lựa chọn loại cọc gia cường cần phải được quyết định bằng việc so sánh kinh tế kỹ thuật các phương án.

Trong thiết kế, việc đánh giá sức chịu tải của cọc là một trong những khâu quan trọng nhất. Sức chịu tải của cọc được lấy bằng giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau :

- sức chịu tải của cọc theo nền đất ;
- sức chịu tải của cọc theo vật liệu cọc ;
- tải trọng cực hạn khi uốn dọc.

Việc tính toán cọc theo độ bền vật liệu cọc được tiến hành dựa trên các tiêu chuẩn thiết kế, ví dụ như "Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép TCXD 41 - 70" của nước ta, hoặc theo CHuII - 21 - 75 của Liên Xô (cũ). Khi tính toán cọc theo độ bền chịu tải trọng nén đúng tâm cần chú ý đến độ lệch tâm ngẫu nhiên của tải trọng trong khi thi công.

Nói chung, sức chịu tải của cọc theo nền đất thường nhỏ hơn sức chịu tải của cọc theo vật liệu. Nền đất thường bị phá hoại trước. Trong hệ cọc - nền đất thì cọc được coi là cứng hơn, trừ trường hợp cọc gỗ đóng vào tầng cuội sỏi, đá hoặc cọc bê tông đóng vào tầng đá cứng, khi đó cọc bị coi là phần tử yếu hơn. Rõ ràng,

việc dự tính sức chịu tải của cọc theo nền đất là phức tạp hơn nhiều và là đối tượng chủ yếu của các nhà nghiên cứu trong lĩnh vực móng cọc. Trong chương này cũng như về sau ta sẽ gọi tắt nó là sức chịu tải của cọc.

Sức chịu tải của cọc có thể được tính toán dựa trên các tiêu chuẩn thiết kế như "Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc TCXD 21 - 72" của nước ta, hay theo CHUΠ II - 17 - 77 của Liên Xô (cũ) hoặc theo các phương pháp khác như các phương pháp dựa trên kết quả các thí nghiệm hiện trường: xuyên tĩnh, xuyên động, cát cánh, nén ngang trong hố khoan ... các kết quả tính toán cần được chính xác hoá bằng các thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường trước hoặc trong quá trình thi công theo các tiêu chuẩn thí nghiệm, ví dụ như tiêu chuẩn "Phương pháp thí nghiệm cọc tại hiện trường 20 TCN 88 - 82" của nước ta

Tùy thuộc điều kiện đất nền cụ thể, cọc có thể làm việc như cọc chống hoặc như cọc ma sát. Trong trường hợp tổng quát sức chịu tải cực hạn của cọc P_u được tính như tổng của sức chịu tải đầu mũi cực hạn P_p và sức chịu tải ma sát thành cực hạn P_s .

$$P_u = P_p + P_s = q_p A + f_s A_s \quad (5.3)$$

trong đó q_p và f_s - sức kháng đầu mũi đơn vị và sức kháng thành đơn vị; A và A_s - diện tích tiết diện mũi cọc và diện tích xung quanh cọc.

Sức chịu tải tính toán của cọc được sử dụng trong thiết kế P_{tt} được lấy bằng:

$$P_{tt} = \frac{P_u}{F} \quad (5.4)$$

trong đó F - hệ số an toàn.

Trong mỗi quy phạm, hệ số an toàn được kiến nghị để kể đến các yếu tố ngẫu nhiên về điều kiện đất nền, phương pháp thi công, chất lượng thi công ... Hệ số an toàn cũng có thể tách riêng thành F_p và F_s cho thành phần sức tải đầu mũi và sức chịu tải ma sát thành.

Theo CHUΠ II 17 - 17, sức chịu tải của cọc ma sát được xác định theo công thức

$$P_{tt} = \frac{m}{k_1} (m_R R A + u \sum m_f f_i l) \quad (5.5)$$

trong đó m , m_R , m_f - lần lượt là các hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, của đất dưới mũi cọc và của lớp đất thứ i ở mặt bên cọc; A , u - diện tích tiết diện mũi cọc và chu vi thân cọc; l - chiều dày lớp đất thứ i tiếp xúc với thân cọc; k_1 - hệ số độ tin cậy; R và f_i - cường độ tính toán của đất dưới mũi cọc và cường độ chống cát tính toán của lớp đất thứ i .

Các giá trị R và f được tra ở bảng, phụ thuộc vào độ sệt của đất dính hoặc độ chặt tương đối của đất rời và phụ thuộc vào độ sâu.

Phương pháp này phụ thuộc rất nhiều vào các kết quả thí nghiệm trong phòng mà vốn dĩ nó rất dễ bị sai do sự phá hoại của mẫu trong quá trình lấy mẫu, vận chuyển mẫu, tạo mẫu thí nghiệm do trình độ tay nghề của các thí nghiệm viên cũng như chất lượng thiết bị thí nghiệm hoặc độ tin cậy của phương pháp thí nghiệm. Do vậy trong nhiều trường hợp sức chịu tải dự tính của cọc khác xa so với các kết quả nén tĩnh cọc tại hiện trường.

Điều đáng lưu ý là ở nước ta chưa tích lũy và xử lý được đầy đủ các số liệu cần thiết cho nên hầu hết các giá trị của R, f, m, k, \dots vẫn phải mượn dùng của nước ngoài, do vậy những kết quả dự tính bằng tính toán càng khó phù hợp với kết quả nén tĩnh.

Để có được những kết quả đáng tin cậy, sức chịu tải của cọc nên được dự tính bằng một số phương pháp khác nhau. Theo Broms B.(1981), sức kháng đầu mũi đơn vị q_p có thể được tính từ góc nội ma sát của đất rời và đá, và từ độ dính của đất dính [4]. Sức kháng đầu mũi trong cát nối chung tăng tuyến tính theo độ sâu cho tới chiều sâu tối hạn [14]. Với đất cát, sức kháng đầu mũi đơn vị cũng giảm gần như tuyến tính theo đường kính cọc [11]. Còn trong đất sét, sức kháng đầu mũi đơn vị thường được xác định theo công thức :

$$q_p = 9 c_u \quad (5.6)$$

trong đó c_u - sức kháng cát không thoát nước.

Những kết quả thí nghiệm chứng tỏ rằng sức kháng đầu mũi đơn vị đối với đất sét cũng phụ thuộc vào đường kính cọc. Ngoài ra phương pháp thi công cọc cũng ảnh hưởng đáng kể đến sức kháng đầu mũi cọc. Ví dụ, với cọc khoan nhồi, sức kháng đầu mũi cọc thường rất thấp so với sức kháng thành cọc và khó có thể huy động được sức kháng mũi cọc nếu mùn khoan không được xử lý sạch và đất nền dưới mũi cọc không được đầm nén kỹ trước khi đổ bê tông cọc nhồi.

Sức kháng thành cọc trong đất sét thường được tính toán hoặc theo phương pháp ứng suất tổng cộng (còn được gọi là phương pháp α) sử dụng sức kháng cát

không thoát nước được xác định bởi các thí nghiệm nén không nở hông trong phòng, côn rơi trong phòng hoặc cát cánh hiện trường, hoặc theo phương pháp ứng suất hữu hiệu (còn được gọi là phương pháp β).

Trong phương pháp ứng suất tổng cộng, sức kháng thành đơn vị được xác định theo biểu thức

$$f_s = \alpha c_u, \quad (5.7)$$

trong đó α - hệ số giảm phụ thuộc trước hết vào giá trị sức kháng cát không thoát nước c_u và vào dạng cọc [6]. Với cọc nhồi trong sét cứng, hệ số α thường được lấy bằng 0,45. Với cọc đóng khi $c_u \leq 5 \text{ kG/cm}^2$, α thường được lấy bằng 1,0 với cọc gỗ, bằng 0,8 với cọc bê tông và bằng 0,5 với cọc thép.

Caquot và Kerisel (1966) cũng kiến nghị một công thức xác định α như một hàm của c_u

$$\alpha = \frac{1 + c^2}{1 + 7c^2} \quad (5.8)$$

trong đó c_u được tính bằng kG/cm^2 .

Phương pháp ứng suất hữu hiệu do Burland (1973) kiến nghị chủ yếu được sử dụng để đánh giá sức kháng thành cho cọc trong đất sét quá cố kết. Giá trị f , phụ thuộc vào ứng suất do trọng lượng bản thân của đất nền gây ra δ_x theo biểu thức

$$f_s = \beta \delta_x \quad (5.9)$$

Các kết quả thí nghiệm cho thấy β thay đổi trong khoảng 0,25 đến 0,4. Và với đất sét người ta thường lấy $\beta = 0,25$.

Thực tế chứng tỏ rằng, các phương pháp tính toán trên đây không thể sát đúng hoàn toàn hoặc đúng trong mọi trường hợp, vì vậy cần thông qua kinh nghiệm sử dụng trong thực tế để rút ra những kết luận về khả năng và phạm vi áp dụng chúng.

Ngày nay có rất nhiều phương pháp dự tính sức chịu tải của cọc đóng tin cậy, trong số đó đặc biệt đáng chú ý là các phương pháp dựa trên các kết quả thí nghiệm hiện trường: xuyên tĩnh, xuyên động hay nén ngang trong hố khoan.

Phương pháp xuyên tĩnh (CTP) được sử dụng rộng rãi ở các nước trên thế giới. Hiện nay có rất nhiều loại xuyên tĩnh khác nhau. Phương pháp này chủ yếu được sử dụng cho đất rời để xác định địa tầng và độ chặt tương đối của các lớp đất. Nhưng nó cũng có thể được sử dụng để ước tính sức kháng cát không thoát nước của đất dính.

Với đất dính, công thức sau đây được sử dụng khá rộng rãi.

$$c_u = \left(\frac{1}{50} + \frac{1}{20} \right) q_c \quad (5.10)$$

trong đó q_c - sức kháng xuyên đầu mũi trung bình. Một số tác giả Việt Nam cũng kiến nghị công thức

$$c_u = \left(\frac{1}{50} + \frac{1}{30} \right) q_c \quad (5.11)$$

Với đất rời, sức kháng thành đơn vị f_s thường được lấy bằng 0,5 đến 1% của giá trị q_c .

Trong quy phạm của Pháp FOND-72, người ta cũng kiến nghị tính sức kháng thành đơn vị f_s theo q_c như sau:

$$f_s = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{30} \right) q_c \text{ với sét yếu, than bùn ;}$$

$$f_s = \left(\frac{1}{12,5} + \frac{1}{25} \right) q_c \text{ với sét cứng ;}$$

$$f_s = \left(\frac{1}{25} + \frac{1}{100} \right) q_c \text{ với sét pha, nhiều cát ;}$$

$$f_s = \left(\frac{1}{100} + \frac{1}{150} \right) q_c \text{ với cát ;}$$

$$f_s \text{ không nhỏ hơn } \frac{1}{150} q_c \text{ với sỏi sạn} \quad (5.12)$$

Còn sức kháng đầu mũi đơn vị q thì thường được xác định theo biểu thức

$$q_p = k_c q_c \quad (5.13)$$

trong đó k_c - hệ số hiệu chỉnh, thường được lấy bằng 0,5 đến 1,0 cho đất cát và bằng 0,33 cho đất sét. Tuy nhiên, Kerisel (1961) kiến nghị: với cọc đường kính nhỏ hơn 50 cm, có thể sử dụng trực tiếp giá trị q_c nghĩa là lấy k bằng 1,0 và Broms (1978) cũng kiến nghị lấy k_c bằng 1,0 khi sức kháng xuyên đầu mũi trung bình không vượt quá 100 kG/cm².

Phương pháp xuyên động tiêu chuẩn (SPT) cũng thường được sử dụng để đánh giá sức chịu tải cực hạn của cọc bằng cách thiết lập tương quan giữa sức kháng xuyên N , được tính bằng số nhát đập trên một fút Anh (1ft = 30,48 cm), với sức kháng xuyên q được tính bằng kG/cm². Tương quan giữa hai thí nghiệm này phụ thuộc trước hết vào cỡ hạt. Moe (1981) đã thấy rằng với cát

$$q = 5N \quad (5.14)$$

Phương pháp xuyên trọng lượng. Các tác giả Berggren (1981) [2] và Broms (1983) cũng kiến nghị tương quan giữa sức kháng xuyên q (MPa) với số nửa vòng quay trên 20 cm xuyên M cho đất rời

$$q = \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \right) M \quad (5.15)$$

Tương quan như vậy cho đất dính chưa được kiểm nghiệm, nhưng qua một số hiện trường ở Việt nam, Nguyễn Tường Tiến (1984) kiến nghị [16]

$$q = \left(\frac{1}{20} + \frac{1}{30} \right) M \quad (5.16)$$

Trong hầu hết các tiêu chuẩn xây dựng của các nước, sức chịu tải cho phép của cọc khi uốn dọc được xác định bằng diện tích tiết diện cọc nhân với ứng suất chịu nén cho phép của vật liệu cọc với một hệ số giảm. Trong một số quy phạm cũng nêu rõ rằng công thức tính toán thích hợp nên dựa trên giả thiết coi cọc như một cột ngắn ví dụ với $L/d = 20$. Theo Fellenius (1975) chỉ nên xem xét bài toán ổn định của cọc khi uốn dọc cho các cọc có một đoạn dài nằm tự do trong không khí, trong nước hoặc trong đất hữu cơ rất yếu. Ví dụ, trong các thực nghiệm của mình ông đã thí nghiệm nhiều cọc ống thép mỏng đường kính 51 mm dài tới 40 m trong đất sét yếu ($c_u = 0,15 \text{ kG/cm}^2$) tới ứng suất chảy của vật liệu thép của cọc mà không xảy ra mất ổn định một cọc nào [9]. Theo Broms (1981), không cần xét đến bài toán này chỉ trừ khi đất nền rất yếu và cọc rất mảnh, và cũng chỉ với cọc ống thép mảnh hoặc khi dùng các thanh thép hoặc ray làm cọc. Tải trọng tối hạn P_{th} cho một cọc thẳng có thể được xác định theo biểu thức :

$$P_{th} = \sqrt{k_h D E_p I_p} \quad (5.17)$$

trong đó k_h - hệ số nén theo phương ngang ;
 D - đường kính cọc, $E_p I_p$ - độ cứng của cọc.

Giá trị của k_h được kiến nghị lấy bằng $20 c_u$ với tải trọng dài hạn và $80 c_u$ với tải trọng ngắn hạn [4]. Theo các nghiên cứu gần đây ở Thụy Điển, bài toán mất ổn định khi uốn dọc của cọc chỉ nên được xét đến khi nền có c_u nhỏ hơn $0,1 \text{ kG/cm}^2$.

§ 5.2. THIẾT KẾ HỆ TRUYỀN TẢI

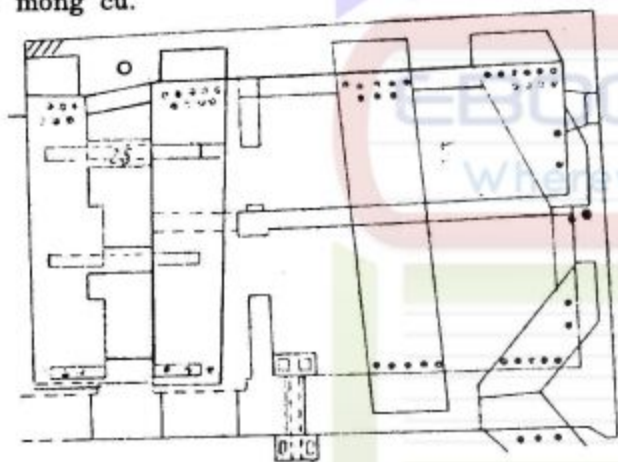
Hệ truyền tải có chức năng chủ yếu là truyền tải từ công trình lên cọc gia cường. Nó cũng có những chức năng khác như làm điểm tựa trực tiếp để ép cọc trong quá trình thi công và khi cần sẽ làm tăng độ cứng tổng thể của công trình.

Với chức năng truyền tải trọng công trình lên các cọc mới, hệ truyền tải cần được thiết kế sao cho làm thay đổi ít nhất sự phân bố ứng suất ban đầu trong kết cấu bên trên. Hơn nữa hệ truyền tải cần phải gây ra ít biến dạng nhất cho kết cấu bên trên trong khi thi công, giảm đến tối thiểu việc đục các lỗ trong kết cấu cũ mà nó thường đã bị hư hỏng nghiêm trọng nhất là với các tường móng cũ. Do vậy, tùy theo phương pháp gia cường móng được chọn, kết cấu bên trên có thể cần phải được gia cố với các mức độ khác nhau.

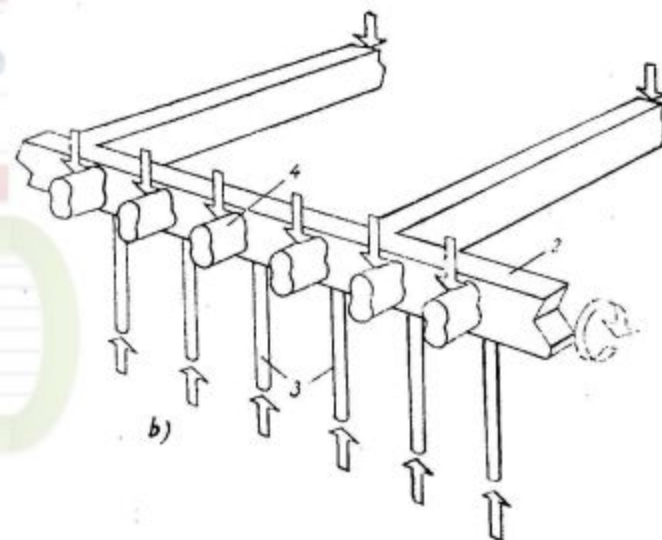
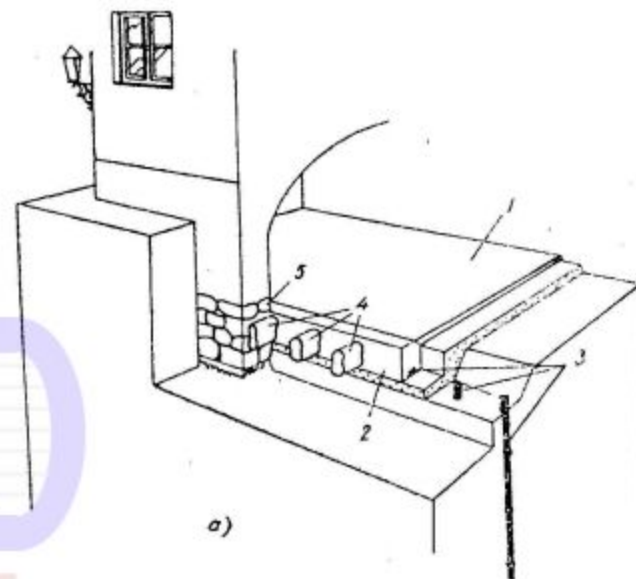
Khi hệ truyền tải có chức năng làm tăng độ cứng tổng thể của công trình, thì bài toán về sự làm việc đồng thời của hệ *kết cấu công trình - móng - nền* cần được kể đến trong thiết kế.

Hệ truyền tải được thiết kế theo các tiêu chuẩn hiện hành về thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hoặc thiết kế kết cấu thép. Tải trọng để thiết kế hệ truyền tải sẽ là tải trọng lớn nhất tác dụng lên hệ khi sử dụng, khi thi công hoặc khi thí nghiệm. Ví dụ, đối với hệ truyền tải cho cọc ép mega, lực ép lớn nhất dự tính khi thi công thường lớn hơn nhiều so với sức chịu tải tính toán của cọc và do vậy sẽ được chọn làm tải trọng để thiết kế hệ. Nhưng đối với các cọc cần đến phá hoại (sức chịu tải cực hạn của cọc) còn lớn hơn cả lực ép lớn nhất khi thi công, do vậy nó sẽ được chọn để thiết kế.

Hệ truyền tải có thể là dầm, hệ dầm trực giao hoặc là một bè móng cũ của công trình. Việc lựa chọn kết cấu hệ truyền tải được quyết định bởi biện pháp thi công, loại cọc gia cường và sự phân bố cọc gia cường dưới móng cũ.



Hình 5.2. Mặt bằng gia cường móng một công trình bằng cọc ống thép



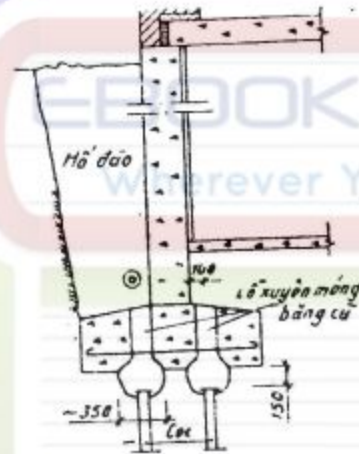
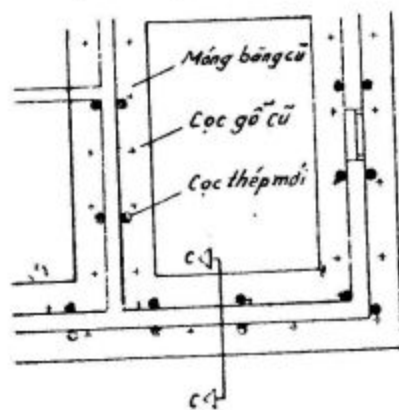
Hình 5.3. Gia cường móng bằng cọc ống thép

a) sơ đồ chung ; b) sơ đồ dầm truyền tải ;
1- sàn mới ; 2- dầm ; 3- cọc ; 4- côngxon đỡ tường cũ ; 5- tường móng cũ

Hình 5.2 trình bày mặt bằng bố trí cọc gia cường cho một công trình, trong đó hệ truyền tải là những dầm bê tông cốt thép được ngàm vào tường móng cũ. Cọc được đóng xuống trước sau đó các dầm truyền tải được đổ bê tông lên trên.

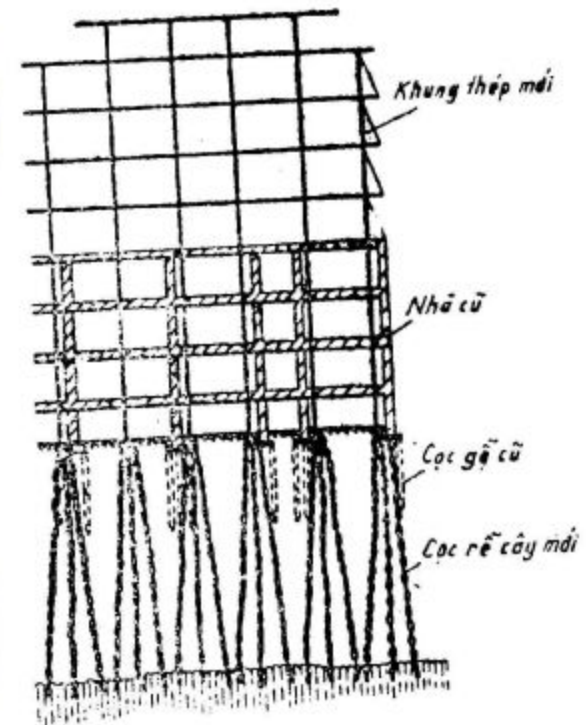
Trên hình 5.3 kết cấu truyền tải là một hệ dầm trực giao đỡ toàn bộ công trình cũ.

Trong nhiều trường hợp, móng cũ được sử dụng trực tiếp làm chức năng truyền tải. Hình 5.4 trình bày một phương thức gia cường một công trình có móng băng chạy dọc dưới chân tường. Người ta khoan những lỗ xuyên móng băng cũ ở hai bên tường, sau đó đóng cọc xuống và liên kết cọc với móng cũ [8].



Hình 5.4. Gia cường móng băng dưới tường bằng cọc

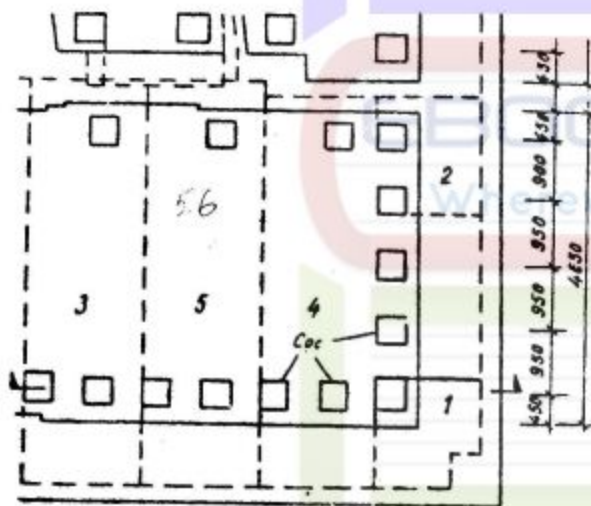
Rất ít trường hợp sử dụng cọc rễ cây mà cần đến hệ truyền tải mới. Móng cũ thường được sử dụng với chức năng truyền tải trọng công trình xuống cọc. Hình 5.5 trình bày một trường hợp tiêu biểu gia cường móng băng cọc rễ cây.



Hình 5.5. Cột tầng công trình cũ sử dụng cọc rễ cây

Khác với các loại cọc khác, khi gia cường móng bằng cọc ép mega hệ truyền tải được thi công trước khi ép cọc. Khi đó hệ truyền tải sẽ đảm nhận cả chức năng làm điểm tựa tiếp cho kích thủy lực. Hình 5.6 trình bày một trường hợp hệ truyền tải là một bản bê tông cốt thép.

Một điểm cần chú ý là để có thể thi công được các hệ truyền tải này, nhất là khi nó có dạng bản đỡ toàn nhà cần phải tuân theo nguyên tắc gián đoạn để tránh làm hư hỏng thêm kết cấu bên trên. Các đường đứt nét trong hình 5.6 là các mạch ngừng trong thi công và bản bê tông được hoàn thành từng phần theo số thứ tự.



Hình 5.6. Mặt bằng gia cường móng một công trình bằng cọc ép mega

§ 5.3. KIỂM TRA ĐỘ BỀN KẾT CẤU BÊN TRÊN

Việc kiểm tra độ bền kết cấu gồm hai phần chính :

a) kiểm tra độ bền chống phá hoại cục bộ khi thi công, ví dụ do lực ép cọc của kích thủy lực khi lấy công trình bên trên làm đối trọng ;

b) kiểm tra độ bền tổng thể của công trình sau khi đã đưa thêm cọc - gối tựa mới vào.

Khi gia cường móng tường, tường móng tại vị trí đặt hệ truyền tải phải chịu được lực ép cục bộ để không bị hư hỏng trong quá trình ép cọc, cũng như trong khi truyền tải sau này. Khi điều kiện này không đảm bảo, diện tiếp xúc giữa hệ truyền tải với tường cần được tăng lên hoặc sử dụng các biện pháp phân bố lực khác. Khi gia cường móng cột, các điều kiện tương tự cũng cần được thỏa mãn.

Việc kiểm tra độ bền tổng thể của công trình cần được thực hiện bằng cách giải quyết bài toán về sự làm việc đồng thời của hệ kết cấu công trình - móng - nền. Bài toán này nói chung phức tạp và thường được giải quyết bằng các phương pháp số trên máy tính điện tử, trong đó các phương pháp phần tử hữu hạn và phần tử biên tỏ ra đặc biệt hiệu quả. Hai mục đích chính của việc phân tích bài toán về sự làm việc đồng thời là :

1 - cần phải ước tính được hình dạng và độ lớn của biến dạng tương đối của công trình. Nó được sử dụng để đánh giá khả năng hư hỏng của công trình và cần nhắc các giải pháp nền móng và kết cấu dự tính lựa chọn ;

2 - cần phải làm sáng tỏ sự phân bố ứng lực trong kết cấu, khi coi *kết cấu công trình - móng - nền* là ba bộ phận của một hệ thống nhất. Điều này đòi hỏi những tính toán chi tiết và phức tạp.

Để thực hiện mục đích thứ nhất người ta thường coi hệ kết cấu móng như một dầm hoặc bản tương đương và tính toán xác định biến dạng tương đối của nó. Để thực hiện mục đích thứ hai, các phương pháp chính xác tính toán kết cấu trên nền biến dạng đã được hình thành và phát triển.

Tuy nhiên, ngay trong trường hợp đơn giản nhất hệ *kết cấu công trình móng* được coi như một dầm tương đương thì việc xác định độ cứng tương đương cũng khá phức tạp. Trong thiết kế thực tế có thể sử dụng các giá trị ước tính cho ở bảng 5.1 [19].

Bảng 5.1. Độ cứng chống uốn ước tính cho một số dạng công trình

Dạng công trình	Độ cứng EI ước tính kNm ²
Tấm lớn lắp ghép 5 - 6 tầng Khung 5 - 6 tầng có vách cứng chạy dọc toàn nhà	$5,0 \cdot 10^7$
Tấm lớn lắp ghép 3 - 4 tầng Khung 5 - 6 tầng có vách cứng gián đoạn Gạch xây 4 - 5 tầng	$3,0 \cdot 10^7$
Gạch xây 3 - 4 tầng Khung 4 - 5 tầng không có vách cứng dọc	$1,0 \cdot 10^7$

Bài toán dầm trên nền đàn hồi, với các loại mô hình nền khác nhau như mô hình Winkler, mô hình bán

không gian đàn hồi Boussinesq là khá quen thuộc và được giải bằng rất nhiều phương pháp tính khác nhau. Ví dụ khi tính không đồng nhất của đất nền được đặc trưng bởi sự chênh lệch của môđun biến dạng E_0 của nền tại các điểm dọc theo công trình, tính toán có thể thực hiện cho hai trường hợp lún không đều bất lợi nhất của công trình : lún võng - khi E_{0max} đặt ở giữa nhà còn E_{0min} ở hai đầu nhà và lún võng - khi E_{0max} đặt ở hai đầu nhà còn E_{0min} ở giữa nhà. Nhiệm vụ tính toán là xác định các trị số ứng lực kéo phát sinh trong công trình và nếu nó vượt quá khả năng chịu đựng của các cấu kiện ví dụ của khối xây, thì cần phải gia cường kết cấu để ngăn ngừa sự xuất hiện hoặc mở rộng thêm vết nứt. Trong tính toán cũng cần xét đến lực cắt vì đây là nguyên nhân gây ra hư hỏng đáng chú ý trong nhiều trường hợp.

Thông thường tính nền không đều của nền được đặc trưng bởi :

$$\alpha_0 = E_{0max} / E_{0min} \quad (5.18)$$

Nội lực tính toán trong dầm được xác định theo các công thức

$$M_{max} = \frac{(\alpha_0 - 1)ql^2}{16(\alpha_0 + 2)} \quad (5.19)$$

$$Q_{max} = \frac{(\alpha_0 - 1)ql}{5,2(\alpha_0 + 2)} \quad (5.20)$$

trong đó M_{max} , Q_{max} - mômen uốn và lực cắt lớn nhất trong dầm ;

q - tải trọng của công trình như được phân bố đều ;

l - chiều dài dầm.

Còn độ võng (hoặc độ võng) lớn nhất của dầm Y_{\max} được xác định theo công thức

$$Y_{\max} = \frac{33}{5760} \times \frac{(\alpha_0 - 1)}{(\alpha_0 + 2)} \times \frac{ql^4}{E_k J_k} \quad (5.21)$$

trong đó E_k - môđun biến dạng của khối xây (đối với gạch có thể lấy $E = 5000 + 10000 \text{ kG/cm}^2$) tùy thuộc mức gạch và vữa xây; J_k - mômen quán tính của tiết diện tường đã trừ các ô cửa, được tính theo công thức

$$J_k = \frac{b_{qd} h^3}{12} \quad (5.22)$$

ở đây $b_{qd} = 0,6 b$ - chiều dày quy đổi của tường; b - chiều dày thực của tường; h - chiều cao nhà tính từ đế móng đến mái.

Khối xây của tường nhà sẽ không cần phải gia cố nếu tỷ số độ võng của dầm không vượt quá trị số giới hạn cho trong bảng 5.2.

Bảng 5.2. Trị số giới hạn tỷ số độ võng, $\times 10^{-4}$

Tỉ số độ võng của dầm, α_0	Độ mảnh của nhà, l/h					
	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
5	2,5	3,0	3,5	4,5	5,0	6,0
4	3,0	3,5	4,5	6,0	7,0	8,0
3	4,5	4,0	5,5	7,0	8,0	10,0

Nếu tường và móng cần được gia cố bằng giằng bê tông cốt thép, thì diện tích cốt thép chịu kéo được

xác định theo công thức

$$F_a = \frac{M_{\max}}{R_a h_0} \quad (5.23)$$

trong đó M_{\max} - mômen uốn lớn nhất được xác định theo (5.19)

R_a - cường độ tính toán của cốt thép;

$h_0 = (0,8 - 0,9)h$.

Ứng suất cắt trong khối xây do tác dụng của lực cắt được tính theo công thức

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{F_n} \quad (5.24)$$

trong đó F_n - diện tích tiết diện móng và tường của các tầng.

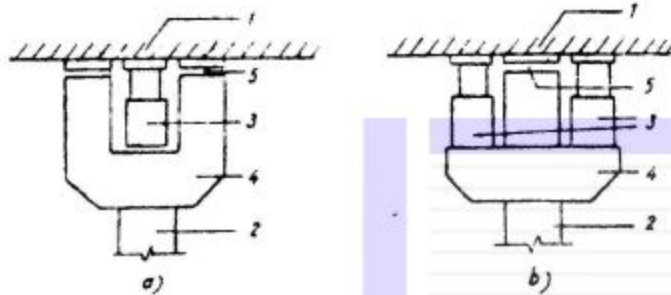
Nếu $\tau \leq 2,5 \text{ kG/cm}^2$ thì không phải gia cố tường để chịu lực cắt.

Việc kiểm tra độ cứng tổng thể của công trình cũng cần được tiến hành cho giai đoạn thi công và sử dụng công trình sau khi đã hoàn thành công tác gia cường móng. Khi đó bài toán sẽ phức tạp hơn nhiều.

§ 5.4. MỘT SỐ VẤN ĐỀ ĐẶC BIỆT

Gia cường móng là một công việc phức tạp. Sự phức tạp này chủ yếu là do công tác thi công buộc phải được tiến hành trong các không gian chật hẹp, phải lựa chọn hiện trạng công trình sẵn có, phải đảm bảo không gây chấn động, tiếng ồn hay các ảnh hưởng có hại khác cho các công trình xung quanh, phải đảm bảo sự cùng làm việc tốt giữa móng cũ và móng mới. Trong thiết

kế gia cường sửa chữa, có nhiều vấn đề phức tạp khác cũng cần được giải quyết như cách liên kết cọc với hệ truyền tải, cách bố trí hợp lý cọc gia cường khi công trình bị lún lệch ...



Hình 5.7. Liên kết cọc ép với hệ truyền tải

- a) ép trước bằng một kích ; ép trước bằng hai kích
 1 - dầm truyền tải; 2 - cọc ép; 3 - kích thủy lực
 4 - cấu kiện đầu cọc; 5 - tấm đệm

Cọc gia cường thường được liên kết với hệ truyền tải theo một trong hai cách : ép trước khi liên kết hoặc không ép trước. Việc ép trước có thể được tiến hành bằng nhiều biện pháp. Ví dụ với cọc ép mega, khi ép dứt cuối cùng, các cấu kiện đầu cọc đặc biệt có thể được sử dụng. Hình 5.7 trình bày hai biện pháp được sử dụng ở Pháp (a) và ở Anh (b). tuy nhiên cọc cũng có thể được liên kết trực tiếp với hệ truyền tải sau khi được đưa tới độ sâu thiết kế mà không cần ép trước. Trong trường hợp thứ nhất, cọc sẽ làm việc với một tải trọng tương đối lớn và việc gia cường có thể được thực hiện với một số lượng cọc tương đối ít. Còn trong trường hợp thứ hai, cọc sẽ làm việc với tải trọng nhỏ hơn và

do đó hệ số an toàn sẽ tương đối cao.

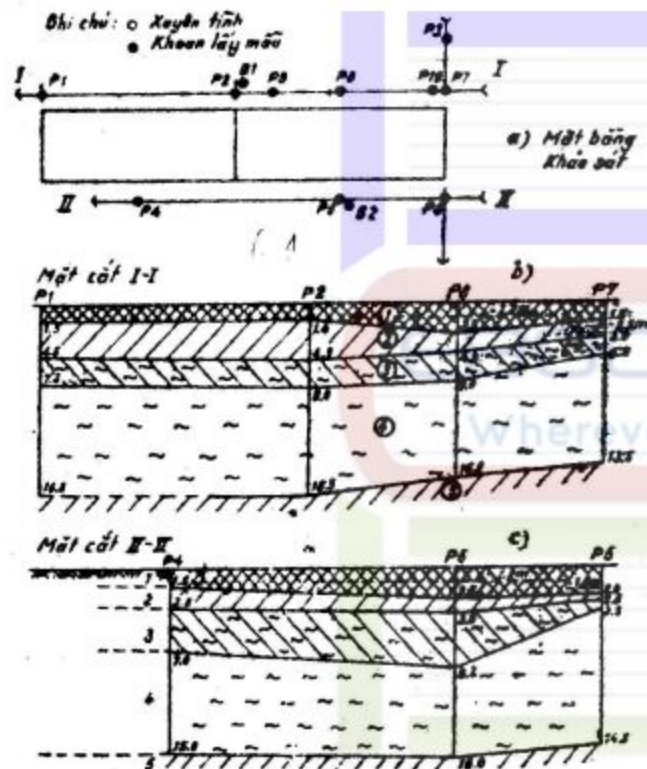
Đối với những công trình bị lún lệch, việc gia cường móng bằng cọc trên toàn bộ mặt bằng công trình với giả thiết cọc gia cường tiếp nhận toàn bộ tải trọng của công trình rõ ràng là một giải pháp an toàn nhưng không kinh tế. Trong những trường hợp như vậy cần phải tìm hiểu kỹ nguyên nhân gây lún để có những giải pháp hợp lý hơn. Tùy trường hợp cụ thể, cọc có thể được bố trí với mật độ dày hơn ở khu vực có độ lún lớn hơn hoặc cũng có thể chỉ phần công trình bị lún nhiều hơn được gia cường bằng cọc. Gia cường chỉ một phần móng công trình là một công việc phức tạp và khá nguy hiểm bởi vì công trình có thể sẽ bị phá hoại nghiêm trọng do sự phân phối lại ứng lực trong kết cấu bên trên đặc biệt ở khu vực chuyển tiếp giữa phần được gia cường và phần không được gia cường của công trình. Do vậy giải pháp này thường không được chấp nhận. Tuy nhiên, nếu được nghiên cứu kỹ, giải pháp này sẽ mang lại một hiệu quả kinh tế lớn có thể giảm tới 30-50% giá thành gia cường móng. Để có thể thực hiện thành công giải pháp này, bài toán về sự làm việc đồng thời của hệ kết cấu công trình, móng nén và cọc gia cường cần được giải quyết [22].

Một xu hướng mới hiện nay trên thế giới là sử dụng khái niệm "cọc giảm lún". Khái niệm này lần đầu tiên được Simins đưa ra vào năm 1976. Cọc có chức năng làm giảm lún công trình chứ không phải mang toàn bộ tải trọng công trình. Với khái niệm này, toàn bộ sức chịu tải của cọc được huy động và do vậy số lượng cọc được giảm đáng kể. Khái niệm này cũng có thể được ứng dụng tốt trong công tác sửa chữa nền móng công trình.

CHƯƠNG 6
ỨNG DỤNG CỌC ÉP MEGA

Gia cường móng các công trình bị hư hỏng là một nhu cầu cấp thiết ở nước ta. Theo báo cáo điều tra do các tác giả tiến hành, chỉ riêng ở Hà Nội, Hải Phòng và thành phố Hồ Chí Minh đã có một số lượng lớn các công trình bị hư hỏng do nghiêng lún cần được sửa chữa kịp thời, bao gồm các công trình dân dụng, công nghiệp và cả các di tích văn hóa lịch sử [18]. Ở các tỉnh và thành phố khác, mà đặc biệt là ở các tỉnh đồng bằng sông Cửu Long cũng có rất nhiều công trình như vậy. Báo cáo điều tra cũng chỉ rõ rằng trong hầu hết các trường hợp, độ lún của công trình chủ yếu sinh ra do quá trình cố kết một tầng đất yếu dày, tới 15 - 20 m ở Hà Nội và tới 30 - 40 m ở Hải Phòng và thành phố Hồ Chí Minh. Trong những trường hợp như vậy, công trình cần được gia cường móng cọc. Một phương pháp gia cường móng bằng cọc có hiệu quả, phù hợp với điều kiện Việt Nam là một nhu cầu cấp thiết và thực tế đối với ngành xây dựng nước ta. Một phương pháp được coi là phù hợp với điều kiện nước ta nếu nó thích hợp với điều kiện đất nền, công trình và các điều kiện khách quan khác và đặc biệt nếu nó kinh tế và có thể tận dụng các vật tư và thiết bị sẵn có trong nước. Cho đến

nay, cọc bê tông cốt thép ép từng đoạn, được gọi là cọc ép mega (xem chương 4), có thể thỏa mãn các yêu cầu này. Nó đã được nghiên cứu ứng dụng tại Viện khoa học kỹ thuật xây dựng (Bộ xây dựng) trong phạm vi đề tài 26.03.03.08, cũng như trong chương trình hợp tác KHKT giữa Viện KHKT xây dựng và Viện địa kỹ thuật Thụy Điển (Swedish Geotechnical Institute). Trong chương này sẽ trình bày các kết quả nghiên cứu ứng dụng cọc ép mega để gia cường móng một công trình bị nghiêng lún nghiêm trọng tại Hà Nội [21, 22].



Hình 6.1. Điều kiện đất nền

§ 6.1. CÔNG TRÌNH VÀ NÉN ĐẤT

Công trình cần được sửa chữa là một nhà xây gạch năm tầng của khách sạn La Thành, Hà Nội (h.6.1). Đây là một trong những công trình bị nghiêng lún nghiêm trọng nhất ở Hà Nội. Công trình dài khoảng 50 m, rộng 8,4 m gồm hai đơn nguyên được chia cắt bởi khe lún. Công trình có dạng tường ngang chịu lực có sàn và mái lắp ghép từ các panen đúc sẵn. Công trình được đặt trên hệ móng băng chạy dưới chân tường và các móng đơn đỡ khung hành lang chạy dọc ngôi nhà. Móng của công trình được đặt ở độ sâu trung bình - 1,20 m so với cao trình 0,0 m của công trình.

Nền đất của công trình thuộc loại không thuận lợi cho xây dựng, từ trên xuống gồm các lớp (xem h.6.1) :

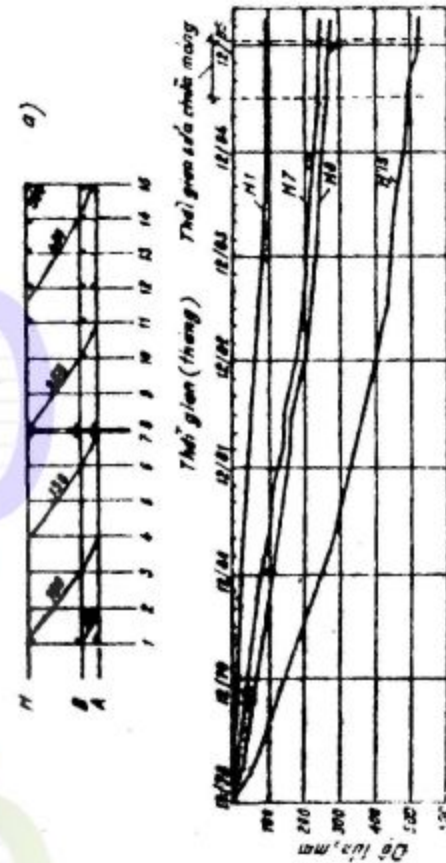
- 1) lớp đất lấp : chiều dày thay đổi từ 1,5 đến 2,5 m ; sét pha lẫn gạch vỡ, sức kháng xuyên $q_c \leq 10 \text{ kG/cm}^2$, hệ số rỗng $e = 0,71$; góc ma sát trong $\varphi = 22^\circ$; độ dính $c = 0,1 \text{ kG/cm}^2$;
- 2) lớp sét trên : nửa cứng, độ dày từ 1,0 đến 2,5 m ; $q_c = 10 \text{ kG/cm}^2$; $e = 1,3$; $\varphi = 10^\circ$; $c = 0,5 \text{ kG/cm}^2$.
- 3) lớp đất hữu cơ : dẻo, hàm lượng hữu cơ cao, độ dày từ 2,0 đến 3,5 m ; $q_c = 5 \text{ kG/cm}^2$, $e = 1,43$; $\varphi = 10^\circ$; $c = 0,3 \text{ kG/cm}^2$. Trong lớp này gặp các thấu kính than bùn có chiều dày tới 0,5 m, rất ẩm và rỗng, chứa nhiều tàn tích thực vật ;
- 4) lớp bùn : nằm dưới lớp đất hữu cơ và đạt tới độ sâu từ 13,0 đến 17,0 m, chứa nhiều tàn tích hữu cơ ; $q_c = 5 \text{ kG/cm}^2$; $e = 1,65$; $\varphi = 8^\circ$; $c = 0,2 \text{ kG/cm}^2$;

5) lớp sét dưới : gặp ở độ sâu từ 13,0 đến 17,0 m, sét cứng ; q_c đạt tới khoảng 50 kG/cm^2 .

Mực nước ngầm khoảng 0,5 đến 1,0 m dưới mặt đất thiên nhiên.

Công trình bắt đầu được xây dựng vào cuối 1977 và hoàn thành vào cuối 1978. Ngay sau khi hoàn thành, công trình đã bị nghiêng lún nghiêm trọng, đặc biệt ở đơn nguyên phía Tây. Cả độ lún tuyệt đối với độ lún lệch đều lớn hơn nhiều so với giá trị cho phép theo quy phạm hiện hành. Sàn và mái công trình và đặc biệt sàn via hè xung quanh công trình ở đơn nguyên phía Tây bị hư hỏng nghiêm trọng. Công tác đo lún đã được tiến hành ngay sau khi hoàn thành công trình. Đến tháng 6/1985, ngay trước khi tiến hành công tác gia cường móng, độ lún lớn nhất của công trình đã khoảng 500 mm tại điểm H15 (xem h.6.2a) trong khi độ lún lệch lớn nhất ở đơn nguyên phía Tây khoảng 350 mm. Nếu kể cả độ lún không theo dõi được trong quá trình xây dựng, độ lún lớn nhất của công trình có lẽ lên tới hơn 800 mm. Nghiêm trọng hơn nữa là tại thời điểm này, tốc độ lún của công trình vẫn ở mức độ đáng lo ngại, có khi tới 6 mm mỗi tháng tại điểm H15 (h.6.2).

Nguyên nhân lún của công trình là khá rõ ràng. Với điều kiện đất nền không thuận lợi cho xây dựng, việc sử dụng giải pháp móng nông trên nền thiên nhiên là không hợp lý. Độ lún lớn chủ yếu do cố kết các lớp đất yếu, lớp đất hữu cơ 3 và lớp bùn 4. Hai lớp đất trên cùng, lớp đất lấp và lớp sét trên được coi là khá tốt. Nhưng giữa trục 14 15, tại đó chiều dày tổng cộng của



Hình 6.2. Kết quả theo dõi lún
a đường đẳng lún (tháng 10/1985)
b biểu đồ độ lún - thời gian.

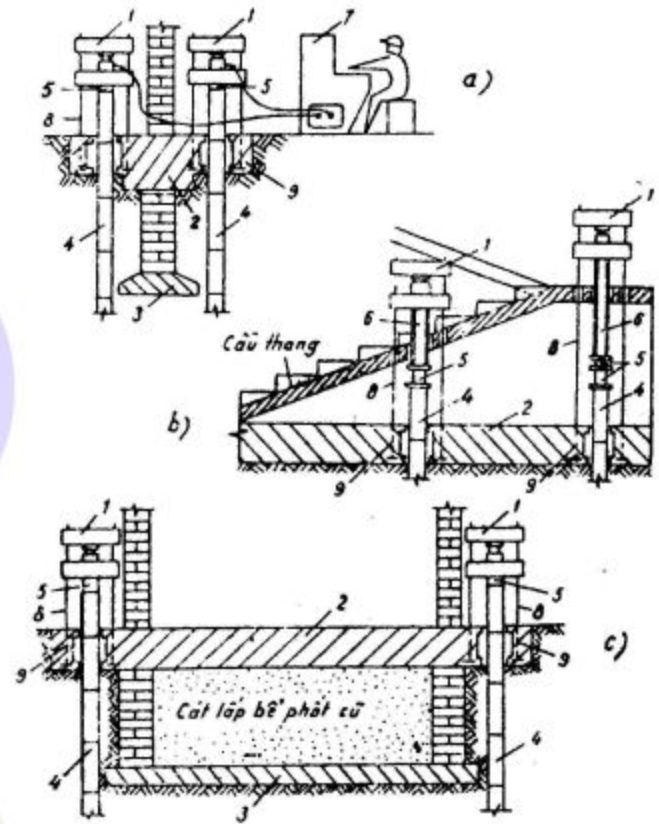
hai lớp này là mỏng nhất, thì móng lại được đặt sâu nhất, từ - 1,8 đến - 2 m, và vì vậy có thể đã xảy ra phá hoại cục bộ tại khu vực này. Đây chính là nguyên nhân đưa đến độ lún lệch lớn của công trình.

§ 6.2. CÔNG TÁC GIA CƯỜNG MÓNG

Cọc ép mega đã được lựa chọn để gia cường móng công trình. Bất kỳ giải pháp gia cường móng nào cũng sẽ không có kết quả do có các lớp đất yếu 3 và 4 dưới nền đất. Công tác gia cường chỉ được thực hiện cho riêng đơn nguyên phía Tây. Tại hiện trường xây dựng, trừ một số vị trí, cọc được ép hai bên tường, đi xuống bên ngoài móng cũ từ trên mặt đất, (h.6.3). Do mực nước ngầm khá cao nên không thể ép cọc dưới đáy móng theo phương pháp thông thường. So với việc ép cọc dưới đáy móng công trình, phương pháp này có những ưu điểm sau : không gian thi công khá rộng rãi, thuận tiện cho việc vận chuyển lắp đặt các đoạn cọc khá nặng ; việc thi công không bị ảnh hưởng bởi nước ngầm và mưa, do vậy có thể được tiến hành trong mọi thời tiết, thậm chí trong mùa mưa, khối lượng đào đất được giảm đến mức tối thiểu.

1. *Cấu kiện cọc* : để có thể dễ dàng vận chuyển và lắp đặt cũng như hạn chế lực ép thi công không quá lớn ảnh hưởng đến kết cấu bên trên, kích thước các đoạn cọc được chọn : 20 x 20 x 60 cm. Trọng lượng mỗi đoạn cọc khoảng 60 kG. Các đoạn cọc được nối với nhau bởi một thanh thép đường kính 30 mm đặt ở trục cọc và hai chốt chống xoay đường kính 12 mm ở mỗi mối nối (h.6.4).

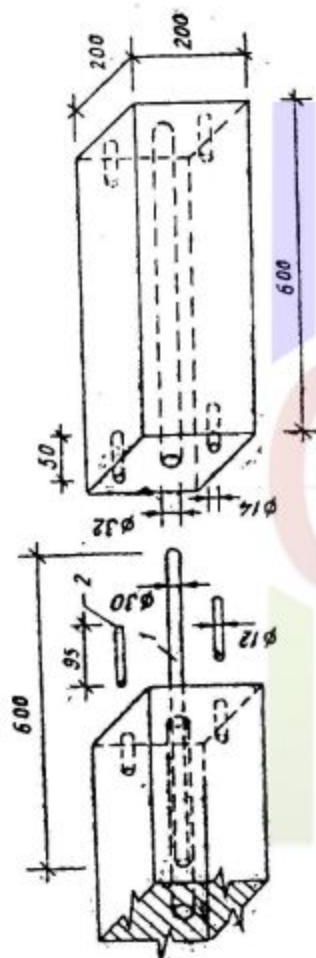
2. *Hệ truyền tải* : hệ truyền tải có chức năng truyền tải trọng từ công trình xuống cọc, đồng thời làm điểm tựa trực tiếp cho hệ kích ép cọc. Hệ truyền tải gồm các dầm ngang gác xuyên tường, trên dầm có chứa các lỗ để ép cọc qua, đồng thời có các thép neo chõu để liên kết với hệ kích. Các dầm ngang được nối với nhau bằng các dầm dọc chạy hai bên tường. Các



Hình 6.3. Một số sơ đồ ép cọc tại khách sạn Lu Thành

- a) ép cọc hai bên tường ; b) ép cọc dưới cầu thang
c) ép cọc ở bể phốt.
- 1 - hệ kích ; 2 - hệ truyền tải ; 3 - móng cũ ;
4 - cọc ép ; 5 - đệm thép ;
6 - trụ thép ; 7 - bàn điều khiển ; 8 - neo kích

dầm dọc có chức năng phân bố lực ép sang xung quanh, đồng thời làm tăng độ cứng tổng thể của công trình. Để tránh gây nguy hiểm cho công trình cần sửa, hệ truyền tải được thi công từng đoạn (h.6.5).



Hình 6.4. Cấu kiện cốp
1 - chốt trung tâm; 2 - chốt chống xoay.

3. *Thiết bị thi công* : hệ kích B66 dùng để thi công công trình theo phương pháp nâng sàn đã được mở rộng tính năng để thi công cọc ép. Tải trọng làm việc của kích là 60 t. Kích được vận hành từ xa bằng một bàn điều khiển đặt bên ngoài, do vậy có thể thi công nhiều cọc cùng một lúc.

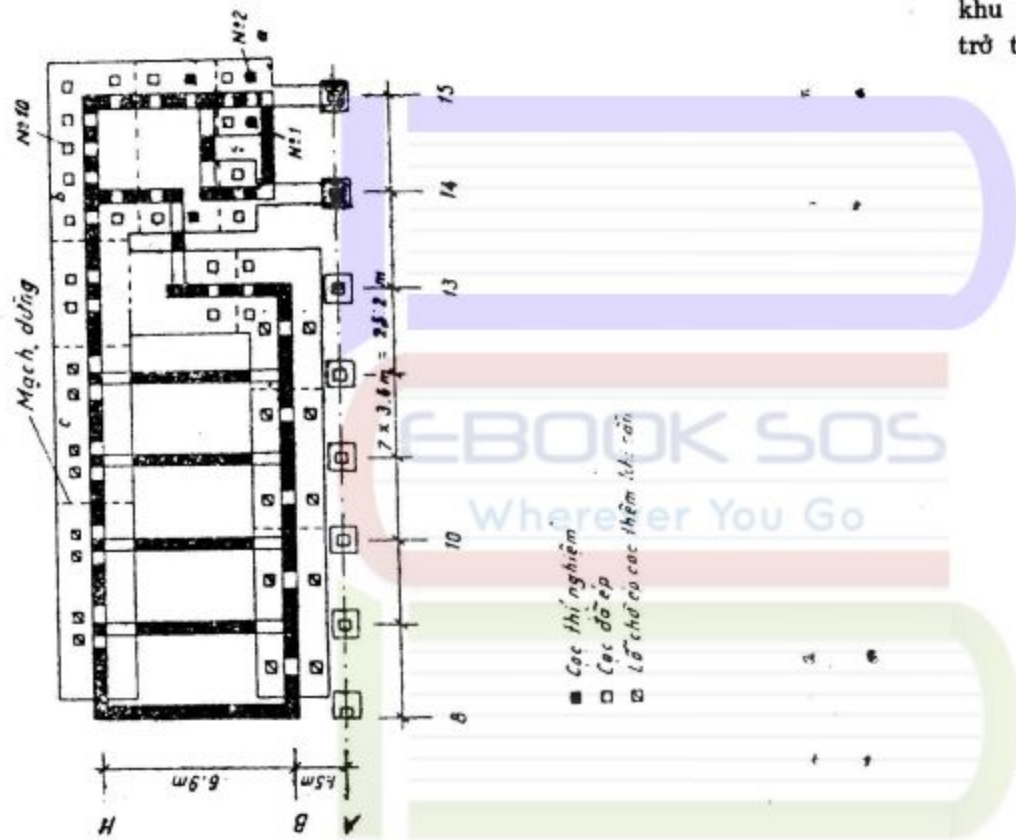
4. *Quá trình thi công* : tiến hành thi công các bước sau đây

- đào đất hai bên tường móng, đục tường tại vị trí các dầm ngang ;
- tạo ván khuôn, đặt thép và đổ bê tông hệ truyền tải ;
- lắp đặt hệ kích bằng cách liên kết các neo kích với các thép neo chõu trên hệ truyền tải ;
- ép cọc bằng kích thủy lực từng đoạn một cho tới độ sâu thiết kế ;
- liên kết cọc với hệ truyền tải.

Theo phương pháp thông thường công trình được gia công móng trên toàn mặt bằng. Phương pháp này an toàn nhưng đắt. Tại công trình này giải pháp gia cường móng chỉ phần bị lún nghiêm trọng nhất được quyết định thực hiện. Rõ ràng giải pháp gia cường một phần là nguy hiểm. Do sự phân bố lại ứng suất trong kết cấu bên trên, hư hỏng thêm có thể sinh ra, ví dụ do lực cắt, nhất là ở giữa phần được gia cường và phần không được gia cường của công trình. Để tăng độ cứng dọc nhà, cả độ cứng chống cắt và chống uốn, các giằng dọc nhà (mà nó chính là các dầm dọc của hệ truyền tải) đã được sử dụng. Để có được thiết kế chính xác

các giảng này, bài toán về sự làm việc đồng thời của hệ kết cấu công trình - móng - nền và cọc gia cường cần được kể đến trong tính toán.

Để tránh bất kỳ sự nguy hiểm nào có thể xảy ra, quá trình thi công đã được thực hiện như sau (h.6.5) :

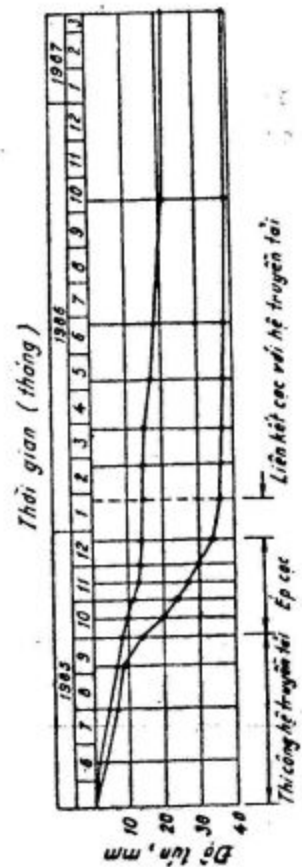


Hình 6.5. Mặt bằng gia cường móng

- gia cường móng một phần được thực hiện cho phần nhà giữ trục 13 và 15, nghĩa là cọc chỉ được ép trong phạm vi này ;

- theo dõi sự phát triển của độ lún và vết nứt ;

- nếu xuất hiện thêm hư hỏng, cọc được ép thêm trong khu vực còn lại. Khi đó giải pháp gia cường một phần trở thành gia cường toàn nhà với mật độ cọc thay đổi.



Hình 6.6. Theo dõi độ lún công trình trong và sau khi sửa chữa móng

Tháng 6 năm 1984, hai cọc đầu tiên được thi công thử nghiệm thành công tại hiện trường. Sau khi hệ truyền tải được hoàn thành, cọc được ép đại trà từ tháng 10 đến tháng 12 năm 1985. Tại hiện trường tổng số 23 cọc đã được thi công với tổng chiều dài khoảng 400 m. Cọc được ép với độ sâu thay đổi từ 13,0 đến 16,0 m. Lực ép lớn nhất khi thi công thay đổi từ 36 đến 41,5 t. Tại hiện trường, thường bốn cọc được ép cùng một lúc. Thời gian ép mỗi cọc khoảng 20 giờ, kể cả thời gian nghỉ giải lao và thay ca.

Ngay sau khi cọc được liên kết với hệ truyền tải, tốc độ lún của công trình hầu như ngừng hẳn ở khu vực có cọc, trong khi tốc độ lún của khu vực không được gia cường chỉ còn không đáng kể. Quá trình lún của đơn nguyên phía Đông, là đơn nguyên không được gia cường móng, cũng dừng lại như dự tính khi thiết kế. Cho tới nay, công trình đã hoàn toàn ổn định (h.6.6). Không có cọc nào phải ép thêm do không thấy xuất hiện thêm hư hỏng, và do vậy giải pháp gia cường móng một phần đã thành công.

§ 6.3. DỰ TÍNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

Sức chịu tải của cọc ép được xác định như các loại cọc thông thường (xem phần 5.1). Theo (5.3) ta có

$$P_v = P_p + P_s = q_p A_p + f_s A_s$$

Với cọc ép tiết diện vuông 20 x 20 cm, diện tích tiết diện mũi cọc $A_s = 400 \text{ cm}^2$. Dựa trên kết quả xuyên tĩnh, giá trị q_p có thể được xác định theo (5.13). Theo kiến nghị của Kérisel (1961) do cọc có đường kính nhỏ

hơn 50 cm có thể sử dụng trực tiếp giá trị q_c mà không cần hiệu chỉnh, nghĩa là $k_c = 1,0$. Ta có $q_p = q_c \approx 50 \text{ kG/cm}^2$. Do vậy, $P_p \approx 20 \text{ t}$.

Do đất nền có nhiều lớp, số hạng thứ hai trong (5.3) biểu diễn sức chịu tải ma sát thành cực hạn sẽ bằng tổng các giá trị tương ứng trong từng lớp đất tiếp xúc với thành cọc

$$P_s = \sum f_{si} A_{si}$$

trong đó i - chỉ số lớp đất thứ i tiếp xúc với thành cọc.

Giá trị f_s có thể được xác định bằng nhiều cách. Ví dụ theo qui phạm của Pháp FOND - 72 (xem 5.12) đối với bùn sét yếu, than bùn có thể lấy

$$f_s = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{30} \right) q_c$$

Cũng có thể tính f_s theo (5.7)

$$f_s = \alpha c_u$$

Hệ số hiệu chỉnh α ở đây được xác định theo (5.8)

$$\alpha = \frac{1 + c_u^2}{1 + 7c_c^2}$$

Giá trị c_u lại cũng có thể được đánh giá bằng nhiều phương pháp: bằng kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường, thí nghiệm côn rơi trong phòng hay bằng thí nghiệm xuyên tĩnh, ví dụ theo (5.10)

$$c_u = \left(\frac{1}{15} + \frac{1}{20} \right) q_c$$

Kết quả tính toán giá trị f_s theo một số phương pháp khác nhau được trình bày trong bảng 6.1.

Bảng 6.1. Giá trị f_s tính toán, kg/cm^2

Phương pháp	FOND - 72	$c_u = \frac{q_c}{15}$	$c_u = \frac{q_c}{20}$	Còn rớt trong phòng
Lớp đất	$f_s = \frac{q_c}{25}$			
Đất lấp	0,400	0,234	0,227	0,240
Sét trên	0,400	0,234	0,227	0,237
Đất hữu cơ	0,200	0,208	0,185	0,233
Bùn	0,200	0,208	0,185	0,208

Dựa trên các kết quả này, sức chịu tải ma sát thành cực hạn P_s được dự tính cho hai cọc N^o-1 và N^o-2 là các cọc được thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường. Giá trị P_s dự tính thay đổi từ 21,8 đến 26,0 t đối với cọc N^o-1 và từ 19,5 đến 24,0 đối với cọc N^o-2.

Do vậy sức chịu cực hạn của cọc P_u dự tính sẽ thay đổi từ 41,8 đến 46,8 đến 46,0 t đối với cọc N^o-1 và từ 39,5 đến 44,0 t đối với cọc N^o - 2.

§ 6.4. THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC

Thí nghiệm nén tĩnh đã được thực hiện trên bốn cọc, hai cọc N^o-1 và N^o-2 trong giai đoạn thí nghiệm và hai cọc N^o-5 và cọc N^o-15 sau khi toàn bộ cọc được thi công xong. Thí nghiệm được tiến hành theo hai qui trình: qui trình nén chậm theo tiêu chuẩn 20 CTN 88-82 hiện hành ở nước ta và quy trình gia tải nhanh từng cấp hiện hành ở Thụy Điển và các nước phương Tây.

Kết quả thí nghiệm được trình bày ở hình 6.7. Kết quả thí nghiệm được so sánh với kết quả dự tính lý thuyết và kết quả theo dõi lực ép khi thi công cho ở bảng 6.2.

Bảng 6.2. Kết quả so sánh

	Cọc N ^o -1	Cọc N ^o -2
Sức chịu tải cực hạn dự tính, t	41,8 ÷ 46,0	39,5 ÷ 44,0
Tải trọng cực hạn P_u (nén chậm), t	Khoảng 48,0	42,0
Tải trọng từ biến p_{cr} (nén nhanh), t	48,0	42,0
Tải trọng từ biến p_{cr} (nén nhanh), t	45,0	39,0
Lực ép thi công lớn nhất P_1 , t	38,0	36,0
Tỷ số P_1/P	0,8	0,86
Tỷ số P_c/P_u	0,94	0,93

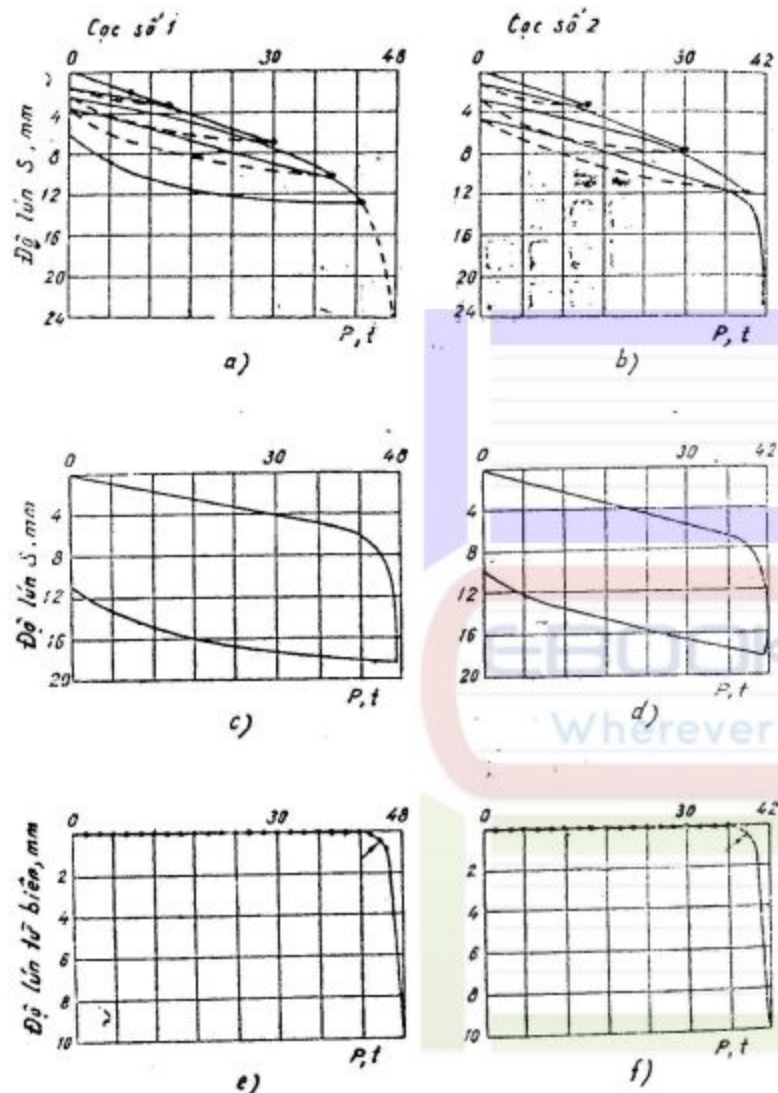
Nhận xét

1. Sức chịu tải dự tính theo kết quả xuyên tĩnh khá phù hợp với kết quả nén tĩnh cọc tại hiện trường. Dựa trên kết quả xuyên, chiều dài cọc được ước tính khá chính xác.

2. Dù thí nghiệm theo qui trình nén chậm hay theo qui trình nén nhanh, tải trọng phá hoại vẫn như nhau.

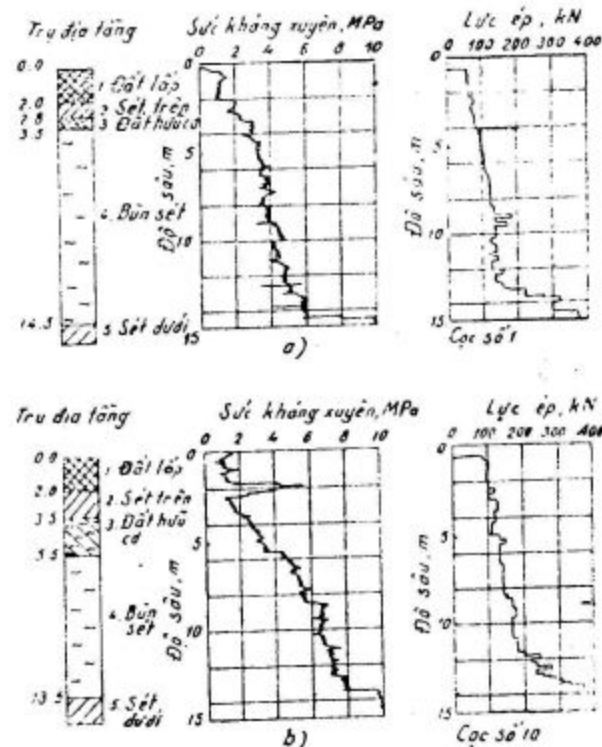
3. Sức chịu tải đầu mũi của cọc có thể được dự tính khá chính xác theo biểu đồ theo dõi lực ép cọc - độ sâu và bằng lực ép cực đại trừ đi lực ép trước khi cọc đi vào tầng đất cứng (h.6.8).

4. Có một quan hệ giữa lực ép lớn nhất khi thi công và tải trọng cực hạn. Do vậy bằng một số thí nghiệm nén tĩnh chuẩn, có thể dự đoán khá chính xác chịu tải cực hạn cho mọi cọc.



Hình 6.7. Kết quả thí nghiệm cọc

a, b) theo quy trình nén chậm 20 TCN 88 - 82 ;
c, d, e, f) theo quy trình nén nhanh



Hình 6.8. Trụ địa tầng, biểu đồ xuyên tĩnh
và biểu đồ lực ép cọc khi thi công
a) cọc số 1 ; b) cọc số 10.

5. Tỷ số giữa P_{cr} và P_u là khoảng trên 0,9 - kết quả này phù hợp với quy phạm Thủy Điển, tỷ số này thường khoảng 0,9.

§ 6.5. KẾT LUẬN

1. Cọc ép méga là một kỹ thuật gia cường móng hiệu quả và thích hợp với điều kiện nước ta. Kỹ thuật thi công đã được hình thành và sử dụng ở khách sạn La Thành có những ưu điểm sau :

- sử dụng thiết bị và vật tư sẵn có trong nước ;
- công tác thi công khá thuận tiện do công việc được thực hiện hoàn toàn trên mặt đất và cấu kiện cọc không quá nặng ;

- mối nối cọc đơn giản, dễ lắp ráp, cho phép thi công nhanh và đảm bảo điều kiện chịu lực ;

- hệ thống truyền tải làm việc tốt, không gây nguy hiểm cho kết cấu bên trên mặc dù lực ép khá hơn.

2. Với giải pháp gia cường móng một phần, cho đến nay công trình đã hoàn toàn ổn định. Giải pháp gia cường này sẽ đáng tin cậy nếu sự làm việc đồng thời của hệ kết cấu công trình - móng - nền và cọc gia cường được kể đến trong thiết kế gia cường móng.

3. Kỹ thuật cọc ép được thực hiện có thể được ứng dụng cho các mục đích sau :

- gia cường sửa chữa móng các công trình bị hư hỏng do nghiêng lún, thậm chí nâng trả công trình về vị trí cũ ;

- gia cường cải tạo móng các công trình cơ tầng hoặc gia cường để phòng cho các công trình cũ khi xây dựng các công trình mới bên cạnh hoặc bên dưới nó.

- xây dựng móng mới cho các công trình xây chen, khi đó đài móng với các lỗ chừa sẵn và neo chõ được thi công trước. Sau đó các tầng dưới được xây dựng tiếp để lấy đối trọng ép cọc.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Bazant Z. Method of foundation engineering. Developments in geotechnical engineering. Amstecdam, 1979.
2. Berggren B. Grävningar på friktionsjord. Sättningar och bärförmåga. Ph.D. Thesis. Dep. Geotech. Engng. Chalmers University of Technology, Göteborg, 1981.
3. Bohm, H Stjerngren U. Combatting subsidence in the old town of Stockholm. Swedish Council for Building Research, Stockholm, 1981.
4. Broms B Pile foundation. General report. Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, 1981.
5. Burland J.B. et al. Behaviour of foundations and structures State-of-the-art report. Proc. 9 th. ICSMFE, Tokyo, 1977.
6. Christoulos A. Tassement de fondations sur pieux. Proc. 10 th ICSMFE, Stockholm, 1981.
7. Clough G W. Chameau J.L. Measured effects of vibratory sheet pile driving. J. Geotech. Eng. Div ASCE, October, 1980.
8. Eriksson U. et al. Underpinning in Sweden. recent developments. Proc. 10 th ICSMFE. Stockholm, 1981.
9. Eellenius B.H. et al. Pile foundation. from "Analysis and Design of building foundation", Etd by Hsai-Yang Fang, Envo Comp. Inc, 1976.

10. Frank A. «Root piles» - small diameter injected bored piles Commission on Pile Research, Report N^o16, Stockholm, 1975.
11. Franke E. Point pressure VS length and diameter of pile. Proc. 10 th ICSMFE, Stockholm, 1981
12. Hellman L. Gustavsbergs ductile iron piles—a light weight pile for underpinning and new structures. Vag-och Vattenbyggaren, 1982, N^o7-8.
13. Herbst T.F. The Gewi-pile, a solution for difficult foundation problems. Proc Symp. on Soil and Rock Improvement Techniques, Bangkok, 1982.
14. Kerisel, J. Fondations profondes en milieux sableux : variation de la force portante limite en fonction de la densité de la profondeur, du diamètre et la vitesse d'enforcement. Proc. 5 th. ICSMFE, Paris, 1961.
15. Lizzi, F. The «Pali Radice» (root piles). Proc. Symp. on Soil and Rock Improvement Techniques, Bangkok, 1982.
16. Nguyễn Trương Tiên. Evaluation of the bearing capacity of driven concrete piles in Vietnam SGI Varia N^o 143, Linköping, 1984.
17. Peck R.B Deep excavation and tunnelling in soft ground. State-of-the-Art Report. Proc 7th ICSMFE, Mexico City, 1969.
18. Phung Duc Long. Underpinning buildings damaged by foundation causes. SGI Varia N^o101, Linköping, 1982.
19. Phung Duc Long, Vu Cong Ngu, Simplified analysis of soil foundation—structure interaction. SGI Varia N^o 102, Linköping, 1982.
20. Phung Duc Hong, Underpinning methods — Evaluation for Vietnamese conditions. SGI Varia N^o 104, Linköping, 1983.
21. Phung Duc Long, Berggren B. Underpinning a five-storey building with Jacked concrete piles. Proc 9 th Southeast Asian Geotechnical Conf., Bangkok, 1987
22. Phung Duc Long et al. Partial Underpinning of a five-story building Proc. 2nd Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engng. St-Louis (USA), 1988.
23. Smotczyk U, Saving cities and old buildings. State-of-the-Art Report. Proc 10th ICSMFE, Stockholm, 1981.
24. Széchy C. W Foundation failures. Concrete Publication Ltd., London, 1961.
25. Thorburn S, Hutchison J.F (etd). Underpinning. Surrey Univ. Press, Glasgow and London, 1985
26. Recommendations for pile driving tests with subsequent load testing. Commission on Pile Research. Report N^o 59, Stockholm, 1980
27. Таничев Н.А. Устройство искусственных оснований и фундаментов. М., Строиниздат, 1981
28. Гендель Э.М. Приставка наклона и выпрямление здания в сумгаите. Ос. Фунд. мех. Грун. N 6, 1969
29. Гендель Э.М. Подболка фундаментов потешного двора в московском кремле. Осн. Фунд. мех. Грун. N^o1984
30. Миттел А Аварии Бетонных каменных конструкций. М. Строиниздат, 1978
31. Мулюков Д.И. Использование многосекционных свай под фундаментами реконструируемых и аварийных зданий и сооружений за рубежом. Промышленное строительство, N^o 8, 1984.
32. Сорочан А.Е., Дворкин Ю. Ио назначении давлений на основание при реконструкции сооружения. Осн. Фун. мех. Грун., N^o2, 1976
33. Феклин В.И. О причинах снижения долговечности фундаментов производственных зданий алюминиевой

33. Nguyễn Bá Kế, Phùng Đức Long, Đoàn Thế Tường. Nền móng cho nhà ở của Hà Nội trong thời gian qua và hướng phát triển. Hội nghị nhà lắp ghép tấm lớn, Hà Nội, 1984.
35. Phùng Đức Long, Nguyễn Văn Quang..., Báo cáo tổng kết đề tài 26-03-03-08. «Nền móng trong công tác cải tạo và sửa chữa công trình», Hà Nội, 1985.
36. TCXD 45-76. Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình, Hà Nội, 1979.
37. 20 TCN 88-82. Cọc - Phương pháp thí nghiệm hiện trường, Hà Nội, 1983.

MỤC LỤC

LỜI GIỚI THIỆU	3
LỜI NÓI ĐẦU	5
CHƯƠNG 1. GIA CƯỜNG NỀN MÓNG LÀ GÌ ?	
§ 1.1. Mở đầu	9
§ 1.2. Khảo sát phục vụ công tác gia cường móng	16
§ 1.3. Quan niệm về khả năng làm việc của đất nền trong sửa chữa nền móng và cải tạo công trình	26
CHƯƠNG 2. CÁC NGUYÊN NHÂN HƯ HỎNG NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH	
§ 2.1. Sai sót trong khảo sát	33
§ 2.2. Sai sót trong thiết kế	36
§ 2.3. Sai sót do thi công	42
§ 2.4. Sai sót do sử dụng và các nguyên nhân khác quan khác	47
CHƯƠNG 3. CÁC PHƯƠNG PHÁP GIA CƯỜNG MÓNG KHÔNG DÙNG CỌC	
§ 3.1. Mở rộng móng hoặc tăng cường độ cứng của móng	55
§ 3.2. Gia cường bằng hố đào	59
§ 3.3. Gia cường bằng bơm phun	63
§ 3.4. Tăng cường độ cứng kết cấu bên trên	64
§ 3.5. Phương pháp Pynford	66

**CHƯƠNG 4. CÁC PHƯƠNG PHÁP GIA CƯỜNG
MÓNG BẰNG CỌC**

§ 4.1. Cọc ép méga	73
§ 4.2. Cọc ống	76
§ 4.3. Cọc thép SW (cọc thép tiết diện chữ thập [3, 20])	81
§ 4.4. Cọc lõi thép	83
§ 4.5. Cọc rễ cây (cọc khoan nhồi đường kính nhỏ)	84
§ 4.6. Cọc gewi	87

**CHƯƠNG 5. PHƯƠNG PHÁP GIA CƯỜNG MÓNG
BẰNG CỌC ÉP**

§ 5.1. Thiết kế cọc	94
§ 5.2. Thiết kế hệ truyền tải	103
§ 5.3. Kiểm tra độ bền kết cấu bên trên	109
§ 5.4. Một số vấn đề đặc biệt	113

CHƯƠNG 6. ỨNG DỤNG CỌC ÉP MEGA

§ 6.1. Công trình và nền đất	119
§ 6.2. Công tác gia cường móng	122
§ 6.3. Dự tính sức chịu tải của cọc	128
§ 6.4. Thí nghiệm nén tĩnh cọc	130
§ 6.5. Kết luận	134

TÀI LIỆU THAM KHẢO

135

MỤC LỤC

139