

KT-2.152

GS. NGUYỄN ĐÌNH CỐNG
(*Chủ biên*)

KẾT CẤU CÔNG TRÌNH



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

GS. NGUYỄN ĐÌNH CỐNG (*Chủ biên*)

KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

(*Tái bản*)

VỚI SỰ THAM GIA BIÊN SOẠN CỦA:

TS. NGUYỄN HÙNG PHONG

ThS. ĐOÀN THỊ QUỲNH MAI

ThS. NGUYỄN PHƯƠNG LAN

ThS. NGÔ SỸ LAM



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

HÀ NỘI - 2016



GS. NGUYỄN BÌNH CÔNG (Chức danh)

KẾT QUẢ CÔNG TRÌNH

(Tài liệu)

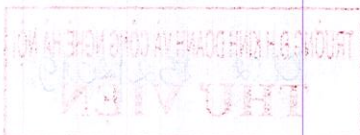
VỚI SỰ THAM GIA BIÊN SOẠN CỦA:

TS. NGUYỄN HỒNG PHONG

ThS. ĐOÀN THỊ QUỲNH MAI

ThS. NGUYỄN PHƯƠNG LAM

ThS. NGUYỄN SỸ LAM



PHẦN XÁC ĐỊNH



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

LỜI NÓI ĐẦU

Kết cấu công trình là môn học có tính tổng hợp bao gồm các kiến thức cơ bản về kết cấu thường dùng trong các loại nhà.

Tài liệu này là giáo trình dùng cho sinh viên các ngành thuộc Khoa Kiến trúc, Trường Đại học Xây dựng. Đây cũng là tài liệu tham khảo bổ ích cho các kiến trúc sư, cho những người hoạt động trong các lĩnh vực liên quan đến thiết kế và xây dựng các công trình, cho sinh viên các ngành khác của Trường Đại học Xây dựng. Các trường, các khoa có đào tạo ngành kiến trúc, quy hoạch có thể xem đây là giáo trình chính hoặc tham khảo khi dạy môn kết cấu công trình.

Giáo trình được biên soạn dựa trên sự phát triển các bài giảng của các tác giả đã giảng dạy ở Trường Đại học Xây dựng. Mỗi vấn đề được trình bày thành hai phần: nội dung cơ bản và tham khảo. Phần cơ bản bao gồm các kiến thức cốt lõi, quan trọng. Phần tham khảo giới thiệu thêm một số vấn đề, giúp bạn đọc có được sự hiểu biết sâu hơn, rộng hơn.

Phân công biên soạn như sau:

Giáo sư Nguyễn Đình Cống viết các chương 1, 5, 6 và chủ biên.

Thạc sỹ Đoàn Thị Quỳnh Mai - chương 2;

Tiến sỹ Nguyễn Hùng Phong - chương 3;

Thạc sỹ Nguyễn Phương Lan - chương 4;

Thạc sỹ Ngô Sỹ Lam - chương 7.

Chúng tôi mong nhận được sự nhận xét, góp ý và phê bình của bạn đọc. Ý kiến xin gửi về Bộ môn Công trình bê tông cốt thép - Trường Đại học Xây dựng.

Thay mặt các tác giả

GS. NGUYỄN ĐÌNH CỐNG

LỜI NÓI ĐẦU

Khi viết công trình này, tôi nhận được rất nhiều ý kiến đóng góp của các đồng nghiệp và bạn bè. Tôi xin trân trọng cảm ơn tất cả.

Tôi hy vọng rằng công trình này sẽ giúp ích cho các nhà nghiên cứu và các nhà quản lý trong việc hoạch định chiến lược kinh doanh. Tôi cũng xin cảm ơn các nhà tài trợ đã giúp tôi hoàn thành công trình này. Tôi xin cảm ơn các nhà quản lý và các nhà nghiên cứu đã giúp tôi hoàn thành công trình này.

Công trình được biên soạn dựa trên các tài liệu tham khảo và các kết quả nghiên cứu của tác giả. Tôi xin cảm ơn các nhà quản lý và các nhà nghiên cứu đã giúp tôi hoàn thành công trình này. Tôi xin cảm ơn các nhà quản lý và các nhà nghiên cứu đã giúp tôi hoàn thành công trình này.

Phân công biên soạn như sau:

Giáo sư Nguyễn Văn Công - Chủ trì chương 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140, 141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 161, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 260, 261, 262, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293, 294, 295, 296, 297, 298, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 305, 306, 307, 308, 309, 310, 311, 312, 313, 314, 315, 316, 317, 318, 319, 320, 321, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 329, 330, 331, 332, 333, 334, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342, 343, 344, 345, 346, 347, 348, 349, 350, 351, 352, 353, 354, 355, 356, 357, 358, 359, 360, 361, 362, 363, 364, 365, 366, 367, 368, 369, 370, 371, 372, 373, 374, 375, 376, 377, 378, 379, 380, 381, 382, 383, 384, 385, 386, 387, 388, 389, 390, 391, 392, 393, 394, 395, 396, 397, 398, 399, 400, 401, 402, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414, 415, 416, 417, 418, 419, 420, 421, 422, 423, 424, 425, 426, 427, 428, 429, 430, 431, 432, 433, 434, 435, 436, 437, 438, 439, 440, 441, 442, 443, 444, 445, 446, 447, 448, 449, 450, 451, 452, 453, 454, 455, 456, 457, 458, 459, 460, 461, 462, 463, 464, 465, 466, 467, 468, 469, 470, 471, 472, 473, 474, 475, 476, 477, 478, 479, 480, 481, 482, 483, 484, 485, 486, 487, 488, 489, 490, 491, 492, 493, 494, 495, 496, 497, 498, 499, 500, 501, 502, 503, 504, 505, 506, 507, 508, 509, 510, 511, 512, 513, 514, 515, 516, 517, 518, 519, 520, 521, 522, 523, 524, 525, 526, 527, 528, 529, 530, 531, 532, 533, 534, 535, 536, 537, 538, 539, 540, 541, 542, 543, 544, 545, 546, 547, 548, 549, 550, 551, 552, 553, 554, 555, 556, 557, 558, 559, 560, 561, 562, 563, 564, 565, 566, 567, 568, 569, 570, 571, 572, 573, 574, 575, 576, 577, 578, 579, 580, 581, 582, 583, 584, 585, 586, 587, 588, 589, 590, 591, 592, 593, 594, 595, 596, 597, 598, 599, 600, 601, 602, 603, 604, 605, 606, 607, 608, 609, 610, 611, 612, 613, 614, 615, 616, 617, 618, 619, 620, 621, 622, 623, 624, 625, 626, 627, 628, 629, 630, 631, 632, 633, 634, 635, 636, 637, 638, 639, 640, 641, 642, 643, 644, 645, 646, 647, 648, 649, 650, 651, 652, 653, 654, 655, 656, 657, 658, 659, 660, 661, 662, 663, 664, 665, 666, 667, 668, 669, 670, 671, 672, 673, 674, 675, 676, 677, 678, 679, 680, 681, 682, 683, 684, 685, 686, 687, 688, 689, 690, 691, 692, 693, 694, 695, 696, 697, 698, 699, 700, 701, 702, 703, 704, 705, 706, 707, 708, 709, 710, 711, 712, 713, 714, 715, 716, 717, 718, 719, 720, 721, 722, 723, 724, 725, 726, 727, 728, 729, 730, 731, 732, 733, 734, 735, 736, 737, 738, 739, 740, 741, 742, 743, 744, 745, 746, 747, 748, 749, 750, 751, 752, 753, 754, 755, 756, 757, 758, 759, 760, 761, 762, 763, 764, 765, 766, 767, 768, 769, 770, 771, 772, 773, 774, 775, 776, 777, 778, 779, 780, 781, 782, 783, 784, 785, 786, 787, 788, 789, 790, 791, 792, 793, 794, 795, 796, 797, 798, 799, 800, 801, 802, 803, 804, 805, 806, 807, 808, 809, 810, 811, 812, 813, 814, 815, 816, 817, 818, 819, 820, 821, 822, 823, 824, 825, 826, 827, 828, 829, 830, 831, 832, 833, 834, 835, 836, 837, 838, 839, 840, 841, 842, 843, 844, 845, 846, 847, 848, 849, 850, 851, 852, 853, 854, 855, 856, 857, 858, 859, 860, 861, 862, 863, 864, 865, 866, 867, 868, 869, 870, 871, 872, 873, 874, 875, 876, 877, 878, 879, 880, 881, 882, 883, 884, 885, 886, 887, 888, 889, 890, 891, 892, 893, 894, 895, 896, 897, 898, 899, 900, 901, 902, 903, 904, 905, 906, 907, 908, 909, 910, 911, 912, 913, 914, 915, 916, 917, 918, 919, 920, 921, 922, 923, 924, 925, 926, 927, 928, 929, 930, 931, 932, 933, 934, 935, 936, 937, 938, 939, 940, 941, 942, 943, 944, 945, 946, 947, 948, 949, 950, 951, 952, 953, 954, 955, 956, 957, 958, 959, 960, 961, 962, 963, 964, 965, 966, 967, 968, 969, 970, 971, 972, 973, 974, 975, 976, 977, 978, 979, 980, 981, 982, 983, 984, 985, 986, 987, 988, 989, 990, 991, 992, 993, 994, 995, 996, 997, 998, 999, 1000.

Thạc sĩ Đoàn Thị Quỳnh Hoa - Chương 1;

Thạc sĩ Nguyễn Hùng Phong - Chương 2;

Thạc sĩ Nguyễn Văn Công - Chương 3;

Thạc sĩ Nguyễn Văn Công - Chương 4.

Chương 5: Tổng kết và đề xuất. Tôi xin cảm ơn các nhà quản lý và các nhà nghiên cứu đã giúp tôi hoàn thành công trình này. Tôi xin cảm ơn các nhà quản lý và các nhà nghiên cứu đã giúp tôi hoàn thành công trình này.

Tôi xin cảm ơn các nhà quản lý và các nhà nghiên cứu đã giúp tôi hoàn thành công trình này.

CS. N. VĂN CÔNG

Chương 1

ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

1.1. CÁC LOẠI KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

1.1.1. Công trình xây dựng

Công trình xây dựng (CTXD) là các công trình do người làm ra nhằm phục vụ cho nhu cầu ở, làm việc, giao thông và một số nhu cầu khác. Công trình xây dựng có đặc điểm là gắn chặt với đất (bất động sản), được làm từ các vật liệu xây dựng như gạch, đá, gỗ, kim loại, bê tông v.v... Công trình xây dựng thường tồn tại lâu dài. Mỗi công trình xây dựng được dựa vào một hệ kết cấu vững chắc, có thể chịu được các tác động của thiên nhiên và con người, hệ kết cấu đó được gọi là kết cấu công trình

1.1.2. Phân loại công trình xây dựng và kết cấu công trình

Phân loại công trình xây dựng cũng là phân loại kết cấu công trình. Có một số cách phân loại khác nhau như: theo nhiệm vụ, theo vật liệu, theo hình thức, theo qui mô...

1.1.2.1. Phân loại theo nhiệm vụ

Theo nhiệm vụ (chức năng, công năng) là cách phân theo mục đích sử dụng. Theo cách này phân loại công trình xây dựng hoặc kết cấu công trình thành:

- Xây dựng dân dụng và công nghiệp: chủ yếu là các loại nhà.
- Giao thông: chủ yếu là cầu, đường, sân bay, bến cảng...
- Thủy lợi: đê, đập, trạm bơm...
- Khai thác dầu khí, khoáng sản.
- Quốc phòng.
- Công trình chuyên dụng: cấp thoát nước, truyền tải điện, thông tin...

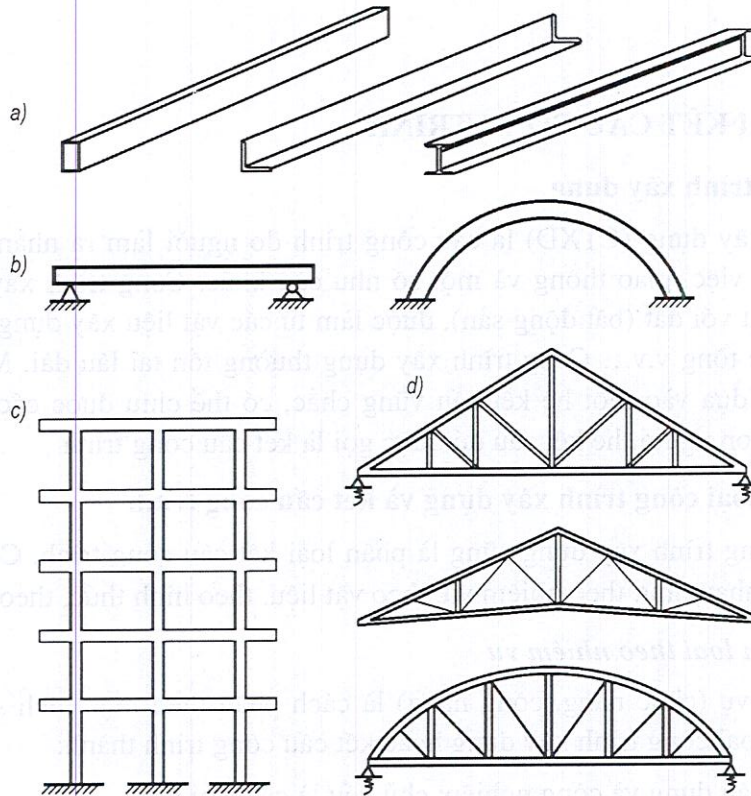
1.1.2.2. Phân loại theo vật liệu

Theo vật liệu chủ yếu dùng cho kết cấu có thể phân ra:

- Kết cấu bằng đất: đê, đập, nền đường...
- Kết cấu khối xây: gạch, đá.
- Kết cấu gỗ, tre, chất dẻo.
- Kết cấu kim loại: thép, nhôm...
- Kết cấu bê tông, bê tông cốt thép.

1.1.2.3. Phân loại theo hình thức

Mỗi kết cấu thường được tạo nên từ các phần tử cơ bản, gọi là cấu kiện. Có thể kể ra một số các cấu kiện thường gặp như một ô bản sàn, một cái dầm, một cái cột, một tấm tường v.v... Mỗi cấu kiện (hoặc vật thể) có ba kích thước: dài, rộng, cao. Tùy theo tương quan giữa các kích thước người ta phân ra cấu kiện thanh, tấm, khối, dây.

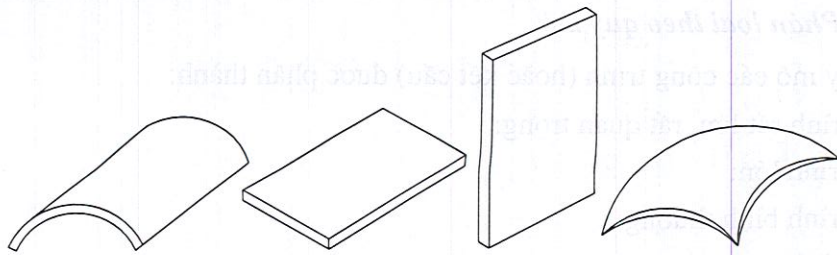


Hình 1.1. Kết cấu thanh, hệ thanh

Cấu kiện thanh có một kích thước khá lớn so với hai kích thước còn lại ví dụ một thanh thép hoặc gỗ, một cái dầm, một cái cột v.v... (hình 1.1a). Cấu kiện thanh có một trục chính theo phương chiều dài. Trục này thường là thẳng, cũng có thể cong. Cắt thanh bằng mặt phẳng vuông góc với trục chính sẽ có được tiết diện của thanh (hoặc mặt cắt). Tiết diện có thể là các hình đơn giản như tròn, vuông, chữ nhật, cũng có thể là các hình phức tạp như dạng chữ L, chữ T, chữ U, chữ I. Trục thanh là đường nối trọng tâm các tiết diện.

Trong kết cấu các thanh có thể được dùng dưới dạng riêng lẻ như dầm, cột, vòm nhưng chúng thường được liên kết với nhau để tạo thành hệ dầm, khung, dàn (hình 1.1b).

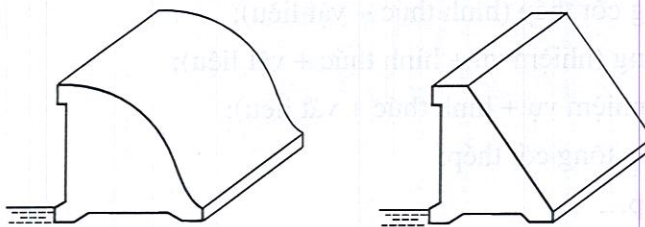
Kết cấu tấm (hoặc bản) có hai kích thước khá lớn so với kích thước còn lại, ví dụ tấm thép hoặc gỗ. kích thước bé được gọi là chiều dày. Mặt trung bình của tấm chia đôi chiều dày. Khi mặt này là phẳng và nằm ngang (hoặc hơi nghiêng) có kết cấu bản, ví dụ bản sàn, bản mái. Khi mặt này là đứng - có kết cấu tường. Khi mặt trung bình là cong - có kết cấu vỏ (hình 1.2).



Hình 1.2. Kết cấu bản sàn, tấm tường, vỏ

Kết cấu bản thường gặp là các bản sàn bê tông cốt thép. Kết cấu vỏ mỏng bằng thép thường gặp ở bể chứa xăng dầu.

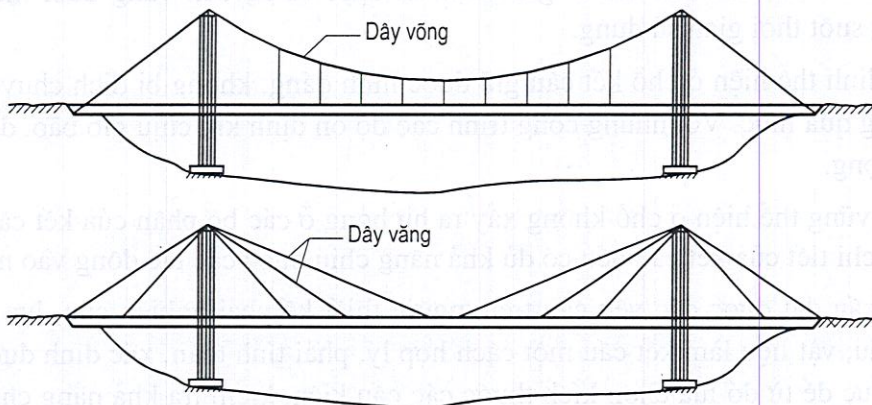
Kết cấu khối có ba kích thước đều lớn, ví dụ các đập chắn nước, tường chắn đất, móng cầu v.v... (hình 1.3).



Hình 1.3. Kết cấu khối

Việc quy ước gọi kết cấu khối cũng chỉ là tương đối. Có những đập chắn nước có hai kích thước (rộng, cao) khoảng vài mét đến vài chục mét trong khi chiều dài vài trăm mét. Người ta vẫn cho đó là kết cấu khối mặc dầu so sánh tỉ lệ giữa ba kích thước (có một kích thước khá lớn so với hai kích thước kia) lại có thể xem là kết cấu thanh. Một bản móng của nhà nhiều tầng có khi dày đến trên ba mét, nó được xem là kết cấu bản vì hai cạnh khá lớn so với chiều dày, tuy vậy trong một số trường hợp nó cũng được xem là kết cấu khối.

Kết cấu dây là một dạng đặc biệt, có chiều dài rất lớn so với tiết diện, thường chỉ chịu được lực kéo và chỉ giữ được ổn định khi chịu kéo. Kết cấu dây thường được dùng cho các cầu treo, mái treo (hình 1.4).



Hình 1.4. Kết cấu dây

1.1.2.4. Phân loại theo quy mô

Theo quy mô các công trình (hoặc kết cấu) được phân thành:

- Công trình rất lớn, rất quan trọng;
- Công trình lớn;
- Công trình bình thường;
- Công trình bé;
- Công trình tạm.

Việc phân chia này tùy theo từng ngành và phần lớn cũng chỉ là tương đối.

1.1.3. Cách gọi tên các kết cấu

Khi gọi tên các kết cấu thường người ta kết hợp một vài cách phân loại, ví dụ:

- Bản sàn bê tông cốt thép (hình thức + vật liệu);
- Đạp vòm bê tông (nhiệm vụ + hình thức + vật liệu);
- Cầu dầm thép (nhiệm vụ + hình thức + vật liệu);
- Mái vỏ mỏng bê tông cốt thép;
- Nhà khung thép...

1.2. YÊU CẦU ĐỐI VỚI KẾT CẤU

Trong quá trình xây dựng và tồn tại kết cấu công trình chịu nhiều tác động khác nhau như:

- Các tải trọng.
- Tác động của môi trường: lún của đất nền, chênh lệch của nhiệt độ...
- Sự biến đổi chất lượng của vật liệu theo thời gian.

Những tác động trên gây ra các nội lực, biến dạng cho kết cấu (xem mục 1.5). Sự làm việc (hoặc ứng xử) của kết cấu chính là sự chịu các nội lực và biến dạng đó.

Yêu cầu cơ bản của kết cấu là giữ được ổn định và độ bền vững dưới mọi loại tác động trong suốt thời gian sử dụng.

Độ ổn định thể hiện ở chỗ kết cấu giữ được hình dáng, không bị dịch chuyển, không bị dao động quá mức. Với những công trình cao độ ổn định khi chịu gió bão, động đất là rất quan trọng.

Độ bền vững thể hiện ở chỗ không xảy ra hư hỏng ở các bộ phận của kết cấu, mọi bộ phận, mọi chi tiết của kết cấu đều có đủ khả năng chịu được các tác động vào nó.

Để kết cấu đạt được các yêu cầu trên, người thiết kế phải nghiên cứu, lựa chọn loại hình kết cấu, vật liệu làm kết cấu một cách hợp lý, phải tính toán, xác định được các tác động, nội lực để từ đó lựa chọn kích thước các cấu kiện, kiểm tra khả năng chịu lực của các bộ phận, kiểm tra sự ổn định của từng bộ phận cũng như của toàn bộ kết cấu.

Ngoài yêu cầu cơ bản về ổn định, bền vững, kết cấu còn phải đáp ứng yêu cầu về sử dụng, khai thác công trình, phù hợp với kỹ thuật và công nghệ xây dựng, sử dụng vật liệu hợp lý, tiết kiệm.

Yêu cầu về sử dụng công trình là do thiết kế kiến trúc lựa chọn. Trong đa số trường hợp việc thiết kế kết cấu nên tôn trọng sự lựa chọn này. Tuy vậy, trong một số trường hợp (nhất là đối với những công trình đặc biệt, có quy mô lớn, phức tạp) yêu cầu của kiến trúc cần dựa vào khả năng đáp ứng của kết cấu, việc thiết kế kiến trúc cần phối hợp với việc chọn giải pháp kết cấu.

Kết cấu thiết kế xong, chỉ có giá trị thực tế khi được xây dựng. Việc này phụ thuộc vào khả năng kỹ thuật và công nghệ thi công, nó đòi hỏi người thiết kế kết cấu có am hiểu công nghệ, điều kiện thực tế về thi công, tránh việc thiết kế ra những kết cấu bất khả thi.

Yêu cầu về sử dụng vật liệu hợp lý, tiết kiệm có ý nghĩa kinh tế không những đối với chủ đầu tư mà còn có ý nghĩa đối với toàn xã hội. Việc sử dụng lãng phí vật liệu và công sức trong xây dựng công trình không những tăng chi phí cho chủ đầu tư công trình đó mà còn gây thiệt hại đến tài sản chung của cộng đồng.

1.3. CÁC LOẠI TẢI TRỌNG

Tải trọng tác dụng lên kết cấu công trình có nhiều loại, theo tính chất tác động có thể phân làm: tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời và tải trọng đặc biệt. Mỗi loại tải trọng lại được phân chia thành các dạng khác nhau phụ thuộc vào nguồn gốc và đặc điểm của chúng.

1.3.1. Các thông số về tải trọng

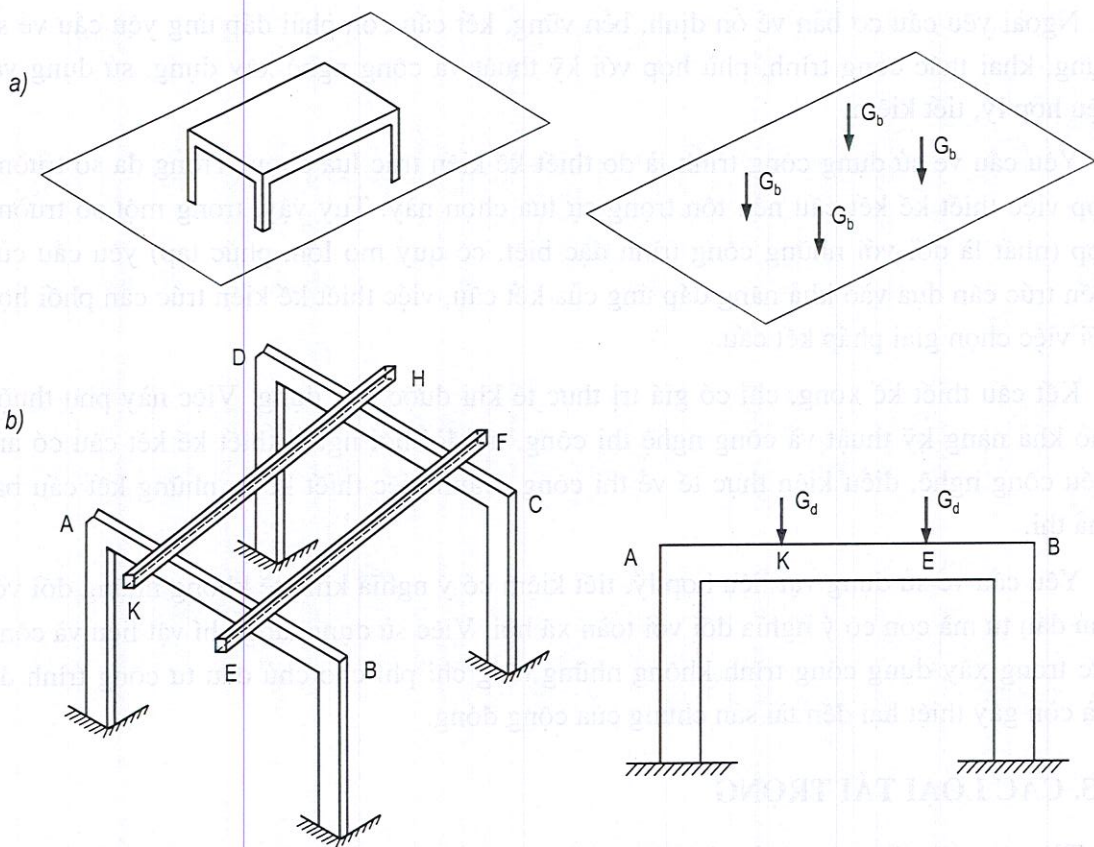
Với mỗi tải trọng khi tính toán cần xác định các thông số: điểm đặt, phương chiều tác dụng, độ lớn. Ngoài ra còn cần biết được đường truyền của tải trọng từ điểm đặt cho đến tận nền móng của công trình.

Tải trọng thường được biểu diễn bằng các mũi tên. Đỉnh (hoặc gốc) của mũi tên thể hiện điểm đặt, phương chiều mũi tên chỉ phương chiều của tải trọng, độ lớn (trị số) của tải trọng được ghi bằng các con số và đơn vị kèm theo (hình 1.5; 1.6; 1.7).

1.3.1.1. Điểm đặt của tải trọng

Về điểm đặt, phân biệt tải trọng thành các dạng: tập trung, phân bố theo dải và phân bố bề mặt.

Tải trọng được xem là tập trung khi phạm vi tác dụng của nó chỉ trên một phạm vi rất bé. Thí dụ mỗi cái bàn, cái tủ được đặt lên 4 chân. Trọng lượng của bàn hoặc tủ truyền lên sàn nhà thông qua các chân đó. Tại mỗi chân có một tải trọng tập trung G_b (hình 1.5a).

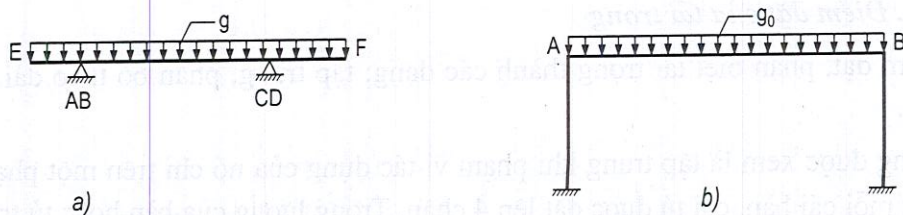


Hình 1.5. Thí dụ về tải trọng tập trung

Xét các khung AB, CD (hình 1.5b) đỡ các dầm dọc EF và KH. Tải trọng từ dầm dọc truyền vào cho khung thành lực tập trung G_d (hình 1.5b).

Tải trọng tập trung thường được ký hiệu bằng chữ G, P, T... (chữ hoa), được quy ước đặt tại một điểm.

Tải trọng phân bố theo dải (theo tuyến, theo chiều dài) khi nó được rải ra dọc theo một phương nào đấy, thường đó là phương của trục các thanh. Xét dầm EF (kê lên hai khung AB, CD) trọng lượng bản thân của dầm được phân bố theo trục, ký hiệu là g (hình 1.6a). Xét khung AB, trọng lượng bản thân của dầm AB cũng là phân bố theo trục, ký hiệu là g_0 (hình 1.6b).

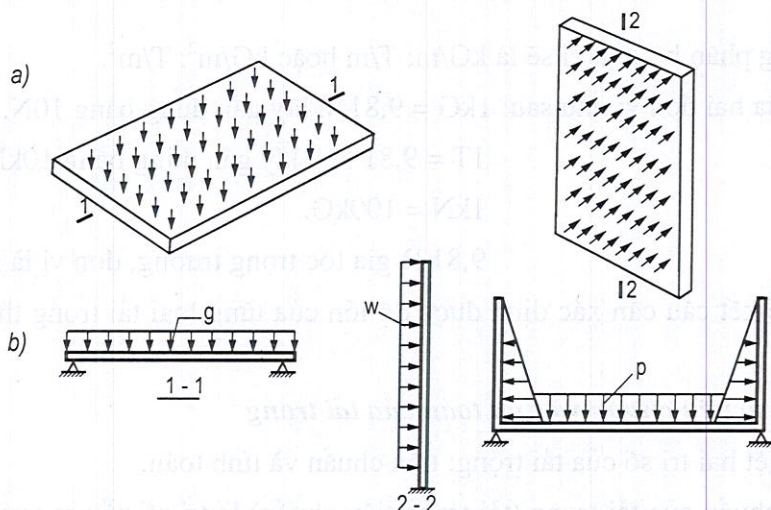


Hình 1.6. Thí dụ về tải trọng phân bố theo dải

Tải trọng phân bố thường được thể hiện bằng nhiều mũi tên nối liền nhau, được ký hiệu bằng các chữ thường g, p, q...

Tải trọng phân bố bề mặt khi nó được rải ra trên một diện rộng, thí dụ trọng lượng bản thân của bản sàn, áp lực của gió lên bề mặt tường, áp lực ngang của nước lên thành bể, trọng lượng của nước lên đáy bể...

Để biểu diễn tải trọng phân bố bề mặt, thường người ta không dùng hình không gian như trên hình 1.7a mà dùng mặt cắt vuông góc với mặt bản, mặt tường và thể hiện tải trọng phân bố trên mặt cắt đó bằng các mũi tên liên tục như trên hình 1.7b. Ký hiệu tải trọng phân bố bề mặt cũng bằng các chữ thường g, p, q...



Hình 1.7. Thí dụ về tải trọng phân bố bề mặt

Việc phân chia tải trọng như trên cũng chỉ là tương đối để đưa vào sơ đồ tính toán. Trong thực tế khi có nhiều tải trọng tập trung đặt gần nhau (chân bàn, chân tủ, v.v...) có thể đổi ra thành phân bố để tính toán, cũng có khi, để đơn giản hóa việc tính toán có thể đổi tải trọng phân bố về thành một số tải trọng tập trung.

Với tải trọng phân bố cần phân biệt trường hợp phân bố đều và không đều.

1.3.1.2. Phương chiều của tải trọng

Thường chỉ xét hai phương chính: đứng và ngang.

Tải trọng theo phương đứng (tải trọng đứng) thường do trọng lực gây ra, có chiều từ trên xuống (theo chiều trọng lực). Đây là tải trọng cơ bản đối với nhiều loại công trình.

Tải trọng theo phương ngang (tải trọng ngang) có phương tác dụng song song với bề mặt quả đất và có thể có chiều bất kỳ. Đó là tải trọng do gió bão, áp lực ngang của nước và đất, là tải trọng do động đất v.v... Với các công trình cao tải trọng do gió bão và động đất là rất quan trọng.

1.3.1.3. Độ lớn của tải trọng

Tải trọng là các lực. Đơn vị của tải trọng là đơn vị lực.

Với tải trọng tập trung thường dùng đơn vị Niuton (N) hoặc kilô Niuton (kN).
 $1\text{kN} = 1000\text{N}$.

Với tải trọng phân bố theo dài dùng đơn vị Niuton/ mét (N/m) hoặc kilô Niuton/mét (kN/m), nghĩa là tính độ lớn của tải trọng trên chiều dài 1 mét.

Đơn vị của tải trọng phân bố bề mặt là Niuton/ mét vuông (N/m²) hoặc kilô Niuton/ mét vuông (kN/m²).

Dùng các đơn vị như trên là theo quy ước quốc tế, theo hệ đơn vị SI.

Trong thực tế cũng có thể dùng đơn vị kỹ thuật kilôgam lực (kG) hoặc tấn lực (T).
 $1\text{T} = 1000\text{kG}$.

Với tải trọng phân bố đơn vị sẽ là kG/m; T/m hoặc kG/m²; T/m².

Quan hệ giữa hai đơn vị như sau: $1\text{kG} = 9,81\text{N}$, lấy gần đúng bằng 10N .

$1\text{T} = 9,81\text{ kN}$, lấy gần đúng bằng 10kN .

$1\text{kN} = 100\text{kG}$.

9,81 là gia tốc trọng trường, đơn vị là m/sec².

Khi thiết kế kết cấu cần xác định được độ lớn của từng loại tải trọng theo các đơn vị được chọn.

1.3.1.4. Trị số tiêu chuẩn và tính toán của tải trọng

Cần phân biệt hai trị số của tải trọng: tiêu chuẩn và tính toán.

Trị số tiêu chuẩn của tải trọng (tải trọng tiêu chuẩn) là trị số xảy ra trong những điều kiện bình thường, ký hiệu là p_c .

Trị số tính toán của tải trọng (tải trọng tính toán) ký hiệu là p_t .

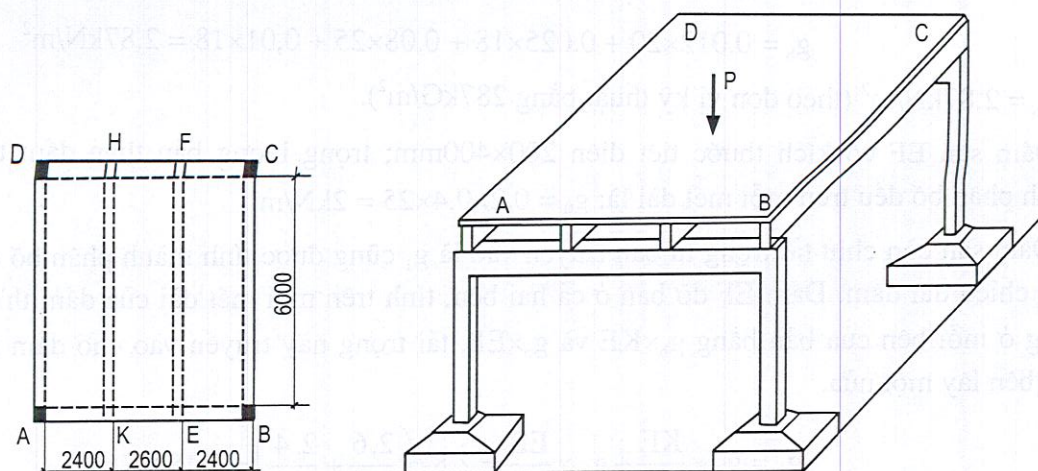
$$p_t = n p_c$$

n - hệ số độ tin cậy hoặc hệ số vượt tải; với tải trọng tĩnh $n = 1,1 \div 1,3$. Với hoạt tải
 $n = 1,2 \div 1,4$.

Dùng hệ số độ tin cậy $n > 1$ là để kể đến trường hợp bất lợi có thể xảy ra khi tải trọng tăng lên so với lúc bình thường.

1.3.1.5. Sự truyền tải trọng

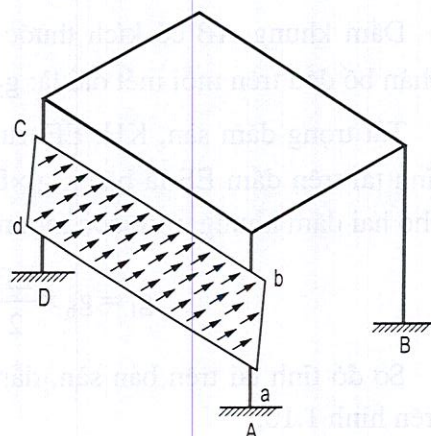
Trong mỗi công trình các bộ phận của kết cấu liên kết với nhau thành hệ kết cấu. Khi tách riêng ra từng bộ phận để xem xét thì mỗi bộ phận nhận một vài bộ phận khác làm gối tựa. Lấy thí dụ có hệ kết cấu trên hình 1.8, phía bên trái thể hiện mặt bằng, phía bên phải là sơ đồ không gian. Hệ kết cấu gồm bản sàn ABCD, các dầm sàn AD, KH, EF, BC, hai khung ngang gồm dầm khung và các cột. Để tính toán hệ kết cấu này người ta quan niệm bản kê lên các dầm sàn, nhận dầm sàn làm gối tựa. Các dầm sàn kê lên dầm khung, nhận dầm khung làm gối tựa. Dầm khung liên kết với cột, cột kê lên móng, móng tựa lên đất nền.



Hình 1.8. Sơ đồ hệ kết cấu gồm bản, dầm sàn, khung.

Khi có một tải trọng P nào đó đặt lên bản sàn, trước hết bản sàn tiếp nhận và chịu tác động của tải trọng đó. Tải trọng P theo bản sàn truyền vào các gối tựa của nó là các dầm sàn, rồi lại theo dầm sàn truyền vào cho dầm khung, theo dầm khung truyền vào cột và truyền vào móng. Cuối cùng là truyền vào đất nền.

Xét sơ đồ trên hình 1.9. Trên các cột A và D có gắn tấm bao che $abcd$. Tải trọng gió W (theo phương ngang) tác dụng vào tấm bao che, theo nó truyền vào cho các cột.



Hình 1.9. Thí dụ về truyền tải trọng gió

Việc phân tích đường truyền của tải trọng là để xác định các tải trọng tác dụng lên từng kết cấu.

1.3.2. Tải trọng thường xuyên (tĩnh tải)

Đó là những tải trọng không thay đổi trong suốt cả quá trình sử dụng công trình, nó bao gồm chủ yếu là trọng lượng bản thân kết cấu, trọng lượng các lớp vật liệu che phủ, trọng lượng các vách ngăn cố định. Để xác định tải trọng này cần dựa vào các thông số cấu tạo được chọn lựa.

Thí dụ 1. Bản sàn (hình 1.8) có cấu tạo gồm 4 lớp kể từ trên xuống gồm:

- Gạch lát dày $\delta_1 = 12\text{mm}$, trọng lượng riêng $\gamma_1 = 20\text{kN/m}^3$.
- Vữa lót dày $\delta_2 = 25\text{mm}$; $\gamma_2 = 18\text{kN/m}^3$.
- Bản bê tông cốt thép dày $\delta_3 = 80\text{mm}$; $\gamma_3 = 25\text{kN/m}^3$.
- Vữa trát dày $\delta_4 = 10\text{mm}$; $\gamma_4 = 18\text{kN/m}^3$.

Tĩnh tải của bản sàn tính trên mỗi mét vuông là $g_b = \sum \delta_i \gamma_i$. (chiều dày δ được đổi ra đơn vị mét).

$$g_b = 0,012 \times 20 + 0,025 \times 18 + 0,08 \times 25 + 0,01 \times 18 = 2,87 \text{ kN/m}^2$$

$g_b = 2,87 \text{ kN/m}^2$ (theo đơn vị kỹ thuật bằng 287 kG/m^2).

Dầm sàn EF có kích thước tiết diện $200 \times 400 \text{ mm}$; trọng lượng bản thân dầm tính thành phân bố đều trên mỗi mét dài là: $g_0 = 0,2 \times 0,4 \times 25 = 2 \text{ kN/m}$.

Dầm sàn còn chịu tải trọng từ bản truyền vào là g_1 cũng được tính thành phân bố đều theo chiều dài dầm. Dầm EF đỡ bản ở cả hai bên, tính trên mỗi mét dài của dầm thì tải trọng ở mỗi bên của bản bằng $g_b \times KE$ và $g_b \times EB$, tải trọng này truyền vào cho dầm EF, mỗi bên lấy một nửa.

$$g_1 = g_b \times \frac{KE}{2} + g_b \times \frac{EB}{2} = 2,87 \left(\frac{2,6}{2} + \frac{2,4}{2} \right) = 7,18 \text{ kN/m}$$

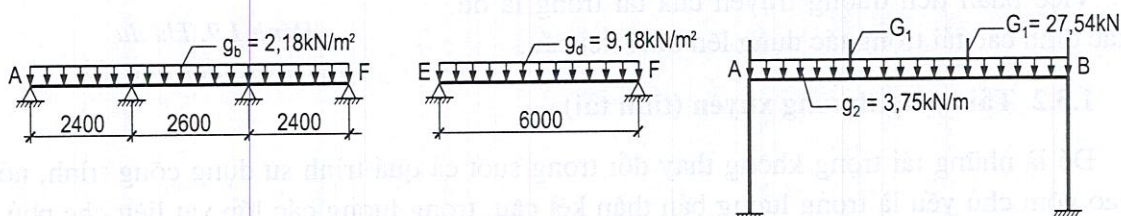
Tính tải trên dầm: $g_d = g_0 + g_1 = 2 + 7,18 = 9,18 \text{ kN/m}$

Dầm khung AB có kích thước $250 \times 600 \text{ mm}$. Trọng lượng bản thân dầm tính thành phân bố đều trên mỗi mét dài là: $g_2 = 0,25 \times 0,6 \times 2,5 = 3,75 \text{ kN/m}$.

Tải trọng dầm sàn, KH, EF truyền vào cho khung dưới dạng lực tập trung G_1 . Tổng tính tải trên dầm EF là bằng: $g_d \times EF = 9,18 \times 6 = 55,08 \text{ kN}$, lực này được đem phân chia cho hai dầm khung, mỗi bên một nửa.

$$g_1 = g_b \times \frac{EF}{2} = 9,18 \times \frac{6}{2} = 27,54 \text{ kN} (= 2,754 \text{ Tấn})$$

Sơ đồ tính tải trên bản sàn, dầm sàn và dầm khung của thí dụ vừa rồi được thể hiện trên hình 1.10.



Hình 1.10. Thí dụ về tính tải trên bản, dầm sàn, dầm khung

Thí dụ 2. Trên một dầm có xây tường ngăn cách. Tường bằng gạch rỗng dày 150 mm , hai mặt có trát vữa. Trọng lượng riêng của tường (tính cả vữa xây) là $\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3$. Tường cao $3,2 \text{ m}$. Trên mỗi mét vuông mặt tường trọng lượng của vữa là $0,36 \text{ kN/m}^2$. Trọng lượng 1 m^2 của tường kể cả vữa trát là g_1 :

$$g_1 = 0,15 \times 16 + 0,36 = 2,76 \text{ kN/m}^2$$

Tải trọng tính từ tường truyền vào dầm, tính phân bố trên mỗi mét bề dài dầm là:

$$g_3 = 2,76 \times 3,2 = 8,832 \text{ kN/m}$$

1.3.3. Tải trọng tạm thời (hoạt tải)

Đó là những tải trọng có thể thay đổi. Tải trọng này gồm nhiều loại khác nhau tùy thuộc loại công trình như là tải trọng sử dụng trên sàn, tải trọng do các phương tiện vận chuyển, tải trọng do công nghệ, tải trọng gió, áp lực của đất, của nước v.v...

1.3.3.1. Tải trọng sử dụng trên sàn (hoạt tải sàn)

Với công trình nhà, đó là tải trọng do người, do các thiết bị, đồ đạc (bàn, ghế, giường tủ...). Tải trọng này thường được xem là phân bố đều trên bề mặt sàn, tính trên mỗi mét vuông, ký hiệu là p_s . Giá trị của p_s được lấy theo quy định của Tiêu chuẩn về tải trọng và tác động TCVN2737, hoặc được lấy theo tình trạng chất thải thực tế của công trình.

Có thể tham khảo một vài giá trị của p_s như sau:

- Sàn các loại nhà ở: $p_s = 2 \div 2,5 \text{ kN/m}^2$.

- Trường học: $3 \div 3,5 \text{ kN/m}^2$.

- Cửa hàng: $4 \div 5 \text{ kN/m}^2$.

- Kho sách, kho lương thực: $8 \div 10 \text{ kN/m}^2$.

Tải trọng p_s tác dụng trực tiếp lên bản sàn, từ bản truyền vào dầm rồi truyền vào khung giống như trường hợp của tĩnh tải bản g_b .

1.3.3.2. Tải trọng do phương tiện vận chuyển

Đó là tải trọng do tàu, xe, máy... hoạt động trên cầu, đường, bến cảng v.v... Các tải trọng này được lấy theo tiêu chuẩn thiết kế chuyên ngành.

1.3.3.3. Tải trọng công nghệ

Đó là tải trọng do hoạt động công nghệ trong các nhà máy như là thiết bị cầu trục, sự rung động của máy v.v...

1.3.3.4. Tải trọng gió

Là áp lực do gió, bão gây ra trên bề mặt công trình. Áp lực này được ký hiệu là W , tính trên mỗi mét vuông bề mặt. Giá trị áp lực gió tiêu chuẩn W_0 có thể được xác định phụ thuộc vào tốc độ gió v như sau, với đơn vị v là m/sec.

$$W_0 = \frac{v^2}{1600} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Thí dụ bão có tốc độ 140km/giờ, tính ra:

$$v = \frac{140 \times 1000}{3600} = 38,9 \text{ m/sec} \quad (1 \text{ giờ} = 3600 \text{ giây})$$

$$W_0 = \frac{38,9^2}{1600} = 0,95 \text{ kN/m}^2 \quad (95 \text{ kG/m}^2)$$

Ở Việt Nam áp lực gió W_0 được lấy theo vùng:

- Vùng hải đảo: $W_0 = 1,5 \div 1,85 \text{ kN/m}^2$.
- Vùng duyên hải: $1,25 \div 1,35 \text{ kN/m}^2$.
- Vùng đồng bằng Bắc, Trung bộ: $1,10 \div 1,20 \text{ kN/m}^2$.
- Vùng trung du: $0,9 \div 1,0 \text{ kN/m}^2$.
- Vùng núi: $0,65 \div 0,85 \text{ kN/m}^2$.

Gió tác dụng vào công trình gây ra hai tác động: tác động vào công trình đứng yên và làm cho công trình bị dao động. Phần tải trọng gió vào công trình đứng yên tạm gọi là tải trọng gió tĩnh, ký hiệu W_t .

Phần tải trọng vì công trình bị dao động do gió gây ra được gọi là tải trọng gió động, ký hiệu W_d . Chỉ khi thiết kế các công trình cao mới cần kể đến phần này. Với các nhà cao dưới 40m có thể bỏ qua gió động, xem $W_d = 0$.

Tải trọng gió tĩnh W_t được xác định phụ thuộc vào dạng địa hình, độ cao vị trí tính toán và hình dáng bên ngoài của công trình.

Địa hình được phân thành ba dạng: A - địa hình trống trải; B - có vật cản gió (cây cối, nhà...) vừa phải; C - có vật cản gió đáng kể. Ngoài ra còn cần chú ý đến những địa hình đặc biệt có thể làm tăng tốc độ gió như ở các hẻm núi v.v...

Giá trị W_t được tính theo công thức:

$$W_t = CKW_0$$

W_t - được tính trên mỗi mét vuông bề mặt tiếp xúc với gió và vuông góc với bề mặt ấy;

K - hệ số độ cao, được lấy theo chiều cao H tính từ mặt đất đến vị trí tính W_t và phụ thuộc dạng địa hình. Có thể tham khảo một vài trị số trong bảng sau:

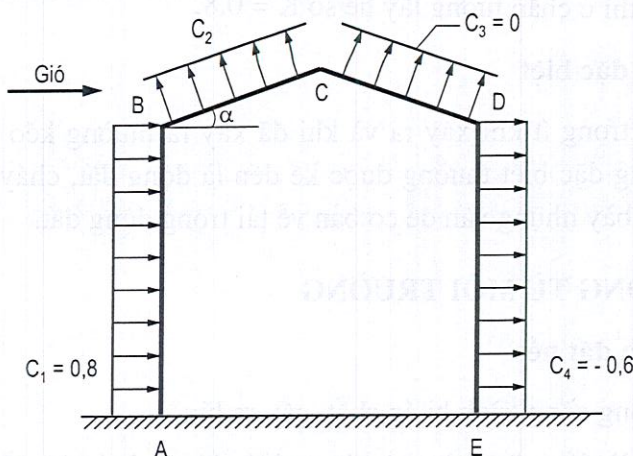
H-m		≤ 3	10	50	100	200	≥ 400
K ứng với dạng địa hình	A	1,00	1,18	1,47	1,62	1,79	1,84
	B	0,80	1,00	1,34	1,51	1,71	1,84
	C	0,47	0,66	1,03	1,25	1,52	1,84

C - hệ số động lực học không khí (hệ số khí động), phụ thuộc vào hình dáng bên ngoài của công trình.

Lấy mặt cắt ngang của một ngôi nhà như trên hình 1.11, có hai tường đứng AB, DE và phần mái dốc BCD.

Trên tường đứng phía đón gió AB áp lực gió hướng vào tường tạo nên tác dụng đẩy (gió đẩy) hệ số $C_1 > 0$ (thường lấy $C_1 = 0,8$). Phía tường DE có tác dụng gió hút, $C_4 < 0$ (thường $C_4 = -0,6$). Trên mái dốc CD hệ số $C_3 < 0$, giá trị cụ thể phụ thuộc vào độ

ngiêng của mái. Với $C_3 < 0$ có tác dụng gió bốc. Trên bề mặt BC, giá trị C_2 phụ thuộc vào góc nghiêng α mà có thể là âm (gió bốc) hoặc dương (gió đẩy).



Hình 1.11. Hệ số khí động

Chú ý rằng với $C < 0$, tải trọng gió có chiều từ bề mặt công trình ra phía ngoài chứ không phải theo chiều ngược với gió thổi.

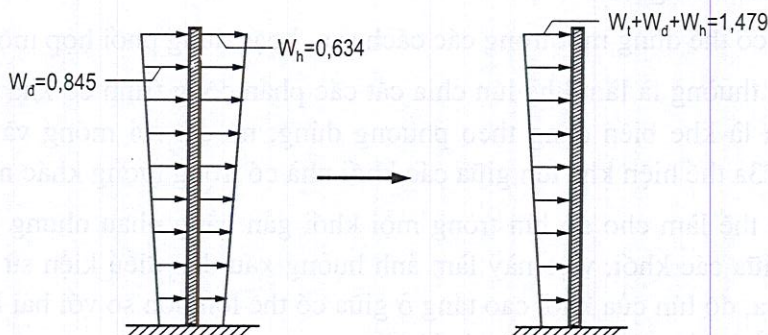
Thí dụ: Một bức tường đứng cao 5m ở dạng địa hình B, áp lực $W_0 = 1,2\text{kN/m}^2$. Tải trọng gió ở đỉnh tường được tính như sau (hình 1.12):

Địa hình B, ở chiều cao $H = 5\text{m}$ có hệ số: $k = 0,88$.

Phía gió đẩy với $C = 0,8$. $W_d = 0,8 \times 0,88 \times 1,2 = 0,845\text{kN/m}^2$.

Phía gió hút với $C = -0,6$; $W_h = 0,6 \times 0,88 \times 1,2 = 0,634\text{kN/m}^2$.

Giá trị $C = -0,6$ (giá trị âm) là để diễn tả gió hút. Khi đã xác định được hướng và chiều của tải trọng rồi thì không cần để ý đến dấu của C , tính toán với giá trị tuyệt đối.



Hình 1.12. Thí dụ về tải trọng gió lên tường

Tải trọng gió tác dụng lên tường là phân bố mà giá trị ở đỉnh, tính trên mỗi mét vuông là:

$$W_t = W_d + W_h = 0,845 + 0,634 = 1,479 \text{ kN/m}^2.$$

Trên suốt chiều cao tường có thể xem gần đúng là tải trọng phân bố đều. Nếu muốn tính toán chi li hơn thì ở chân tường lấy hệ số $K = 0,8$.

1.3.4. Tải trọng đặc biệt

Đó là những tải trọng ít khi xảy ra và khi đã xảy ra thường kéo theo sự cố hư hỏng công trình. Tải trọng đặc biệt thường được kể đến là động đất, cháy nổ. Trong mục 5.8 (chương 5) sẽ trình bày những vấn đề cơ bản về tải trọng động đất.

1.4. CÁC TÁC ĐỘNG TỪ MÔI TRƯỜNG

1.4.1. Sự lún của đất nền

Đất nền dưới móng công trình bị ép chặt, gây ra lún.

Khi đất nền lún là đều trên toàn bộ công trình thì tác hại của nó chỉ dừng lại ở việc hạn chế mức độ sử dụng, làm phá hỏng các đường ống đặt dưới móng hoặc liên kết với móng. Khi lún là không đều thì tác hại sẽ tăng lên vì nó làm kết cấu phải chịu những chuyển dịch cưỡng bức, có thể làm hư hỏng một số bộ phận (nứt tường, nứt hoặc gãy dầm v.v...).

Nguyên nhân của lún không đều có thể là:

- Do đất nền không đều, có chỗ tốt (cứng) có chỗ xấu (mềm).
- Do phân bố tải trọng lên công trình không đều, có vùng tải trọng lớn, có vùng tải trọng bé.
- Do thiết kế móng và hệ kết cấu không hợp lý, không tính toán đúng và không chế được độ lún của từng móng.

Khi thiết kế và xây dựng công trình cần tìm biện pháp để hạn chế độ lún và đặc biệt là hạn chế sự lún không đều.

Về thiết kế có thể dùng một trong các cách sau, hoặc dùng phối hợp một số cách.

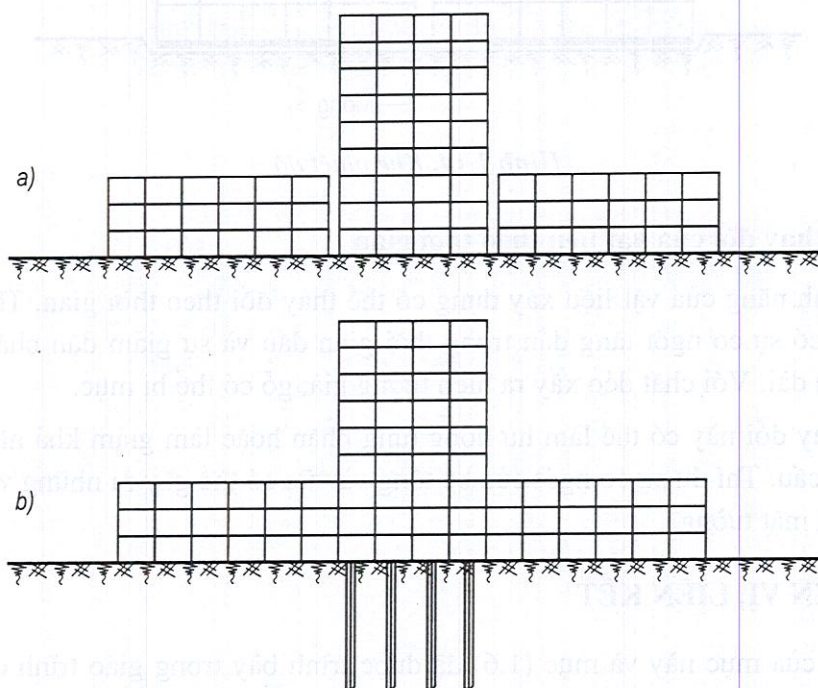
Cách thông thường là làm khe lún chia cắt các phần công trình có khả năng lún khác nhau. Khe lún là khe biến dạng theo phương đứng, nó cắt rời móng và toàn bộ công trình. Hình 1.13a thể hiện khe lún giữa các khối nhà có trọng lượng khác nhau.

Khe lún có thể làm cho độ lún trong mỗi khối gần bằng nhau nhưng không thể san bằng độ lún giữa các khối, việc này làm ảnh hưởng xấu đến điều kiện sử dụng. Như thí dụ ở hình 1.13a, độ lún của khối cao tầng ở giữa có thể lớn hơn so với hai khối bên cạnh, tạo ra khắp khênh của mặt sàn giữa các khối.

Cách có hiệu quả hơn là dùng các giải pháp móng khác nhau cho các phần và phải tính toán cẩn thận nhằm điều chỉnh cho độ lún các phần gần bằng nhau. Thí dụ như trên hình 1.13b, ở phần giữa cần làm móng lớn hơn, sâu hơn các phần hai bên để cho độ lún các phần gần bằng nhau, như vậy không cần làm khe lún.

Một cách khác là làm tăng độ cứng của hệ kết cấu bên trên. Một kết cấu đủ cứng đủ đặt lên nền đất không đều vẫn có thể làm cho đất lún đều.

Về thi công, có thể tìm cách gia tải trước nền đất, tạo cho nền đất có độ lún ổn định rồi mới xây dựng công trình.



Hình 1.13. Thí dụ về nhà có và không có khe lún

1.4.2. Tác dụng của chênh lệch nhiệt độ

Chênh lệch nhiệt độ của môi trường có hai dạng chủ yếu là theo thời gian và theo không gian.

Theo thời gian, thí dụ công trình được xây dựng trong mùa đông, nhiệt độ thấp, đến mùa hè nhiệt độ tăng lên (hoặc ngược lại).

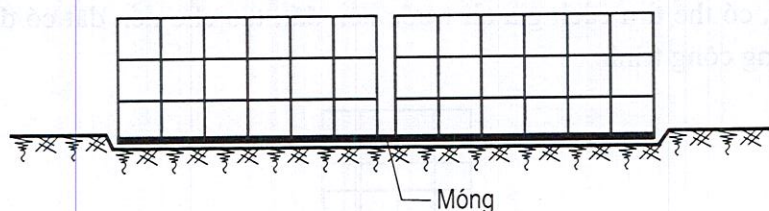
Theo không gian, thí dụ ngoài trời nóng nhưng trong phòng dùng điều hòa khí hậu nên nhiệt độ thấp hơn (hoặc ngược lại).

Sự chênh lệch nhiệt độ có thể gây ra những biến dạng (dãn nở, co ngán) bất lợi cho kết cấu, có thể làm phát sinh những hư hỏng cục bộ (nứt tường, nứt sàn...).

Để khắc phục tác hại của chênh lệch nhiệt độ có thể làm hoặc không làm khe nhiệt độ.

Khe nhiệt độ là khe biến dạng theo phương ngang nhằm cắt rời phân công trình bên trên móng thành các khối. Khe nhiệt độ không cắt qua móng và phải có độ rộng cần thiết bảo đảm cho sự dãn nở của các khối (hình 1.14). Cũng chỉ nên làm khe nhiệt độ khi công trình có kích thước trên mặt bằng khá lớn vì khe nhiệt độ làm tăng chi phí xây dựng, có ảnh hưởng đến việc sử dụng và mỹ quan của công trình.

Để tránh làm khe nhiệt độ cần phải tính toán kết cấu một cách cẩn thận, có kể đến tác dụng của chênh lệch nhiệt độ, bảo đảm cho kết cấu chịu được sự chênh lệch đó.



Hình 1.14. Khe nhiệt độ

1.4.3. Sự thay đổi của vật liệu theo thời gian

Một số tính năng của vật liệu xây dựng có thể thay đổi theo thời gian. Thí dụ với bê tông và vữa có sự co ngót tăng dần trong thời gian đầu và sự giảm dần chất lượng sau một thời gian dài. Với chất dẻo xảy ra hiện tượng già, gỗ có thể bị mục.

Những thay đổi này có thể làm hư hỏng từng phần hoặc làm giảm khả năng chịu lực của toàn kết cấu. Thí dụ sự co ngót của bê tông và vữa có thể gây ra những vết nứt trong sàn hoặc trên mặt tường.

1.5. CHUYỂN VỊ, LIÊN KẾT

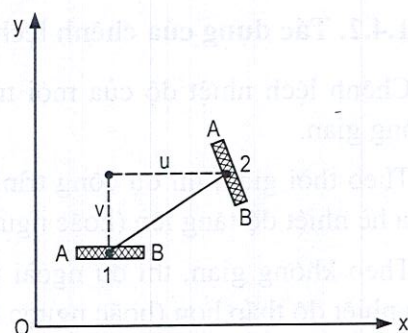
Nội dung của mục này và mục (1.6) đã được trình bày trong giáo trình cơ học công trình (sức bền vật liệu, cơ học kết cấu). Ở đây nhắc lại một số khái niệm cơ bản nhằm hệ thống hóa kiến thức môn học.

1.5.1. Chuyển vị

Chuyển vị là chuyển dịch vị trí. Xét một vật thể AB được đặt trong mặt phẳng xoy. Vật AB chuyển dịch từ vị trí 1 sang vị trí 2 (hình 1.15).

Có thể phân tích chuyển vị trên thành ba phần:

- Chuyển vị thẳng theo phương Oy là v .
- Chuyển vị thẳng theo phương Ox là u .
- Chuyển vị xoay trong mặt phẳng.



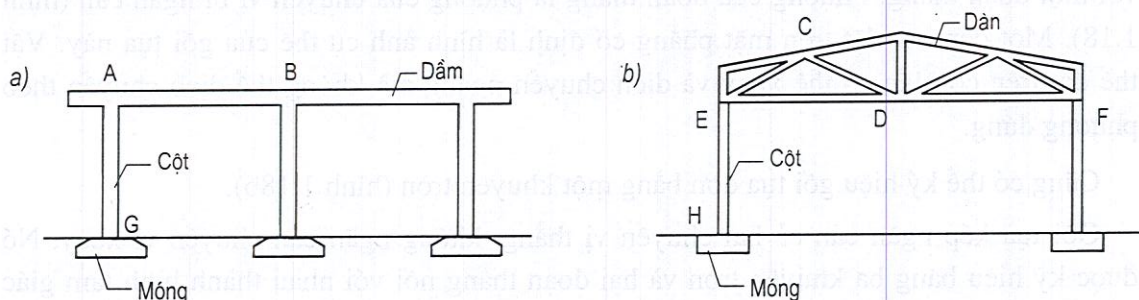
Hình 1.15. Chuyển vị trong mặt phẳng

Xét vật thể trong không gian Oxyz, chuyển vị của vật thể từ vị trí 1 sang vị trí 2 có thể phân tích thành 6 thành phần: 3 thành phần chuyển vị thẳng theo ba trục Ox, Oy, Oz và 3 thành phần chuyển vị xoay.

Trên đây là nói về vật thể tự do. Trong kết cấu công trình các bộ phận của kết cấu không thể có chuyển vị tự do theo mọi phương mà bị hạn chế một phần hay toàn bộ.

1.5.2. Liên kết, gối tựa

Liên kết nói chung là chỗ nối các cấu kiện với nhau. Thí dụ nút khung A, B là liên kết giữa dầm và cột (hình 1.16a), mắt dàn C, D là liên kết giữa các thanh dàn (hình 1.16b). E, F là liên kết giữa dàn và cột; G, H là liên kết cột với móng.

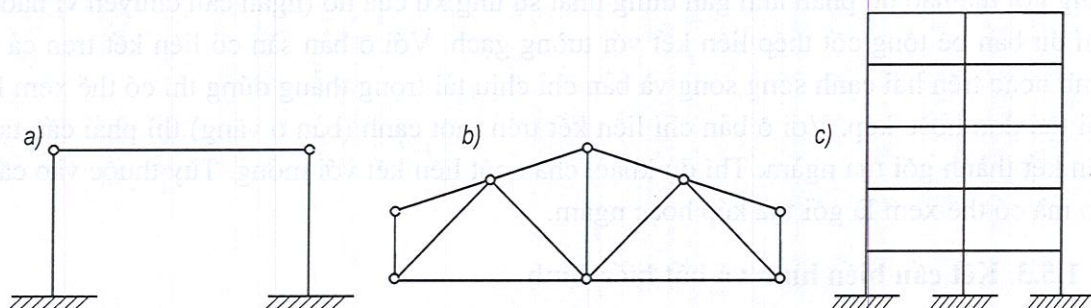


Hình 1.16. Thí dụ về liên kết, gối tựa

Khi xét liên kết giữa các cấu kiện, thí dụ giữa bản và dầm hoặc tường, giữa dầm với cột, giữa các thanh dàn với nhau v.v... người ta đưa ra hai dạng cơ bản: khớp và cứng.

Liên kết khớp thể hiện bằng khuyên tròn nối đầu mút các trục cấu kiện. Tại liên kết này các đầu cấu kiện có thể xoay tương đối với nhau, làm thay đổi góc lập thành giữa các trục của chúng (hình 1.17a, b).

Liên kết cứng được thể hiện bằng điểm giao giữa trục các cấu kiện, đầu mút cấu kiện không thể xoay tương đối với nhau, góc lập thành giữa các trục được giữ nguyên (hình 1.17c).



Hình 1.17. Liên kết khớp và liên kết cứng

Gối tựa là loại liên kết trong đó có một vật cố định hoặc được xem là cố định. Vật cố định này làm chỗ tựa cho các cấu kiện khác. Như trên hình 1.16, xem móng là cố định, nó làm gối tựa cho cột hoặc khung; khi xem đầu cột E, F là cố định, nó làm gối tựa cho dàn. Trong một số trường hợp tính toán đặc biệt nào đó, nếu xem đầu cột A, B là cố định, nó làm gối tựa cho dầm.

Gối tựa là liên kết nhằm ngăn cản, không cho xuất hiện một hoặc một số thành phần của chuyển vị.

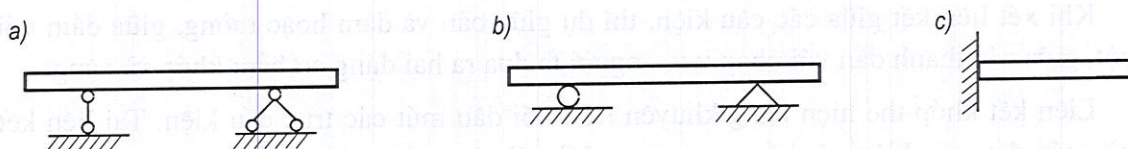
Xét kết cấu trong mặt phẳng thẳng đứng. Có ba loại gối tựa cơ bản: gối tựa đơn, gối tựa kép và gối tựa ngàm.

Gối tựa đơn chỉ ngăn cản chuyển vị thẳng theo một phương (vật thể có thể xoay và chuyển vị theo phương vuông góc). Gối tựa đơn được ký hiệu bằng hai khuyên tròn nối với một đoạn thẳng. Phương của đoạn thẳng là phương của chuyển vị bị ngăn cản (hình 1.18). Một con lăn đặt trên mặt phẳng cố định là hình ảnh cụ thể của gối tựa này. Vật thể đặt trên con lăn có thể xoay và dịch chuyển ngang mà không thể dịch chuyển theo phương đứng.

Cũng có thể ký hiệu gối tựa đơn bằng một khuyên tròn (hình 1.18b).

Gối tựa kép ngăn cản cả hai chuyển vị thẳng, không ngăn cản chuyển vị xoay. Nó được ký hiệu bằng ba khuyên tròn và hai đoạn thẳng nối với nhau thành hình tam giác (hình 1.18a) hoặc đơn giản chỉ là một hình tam giác (hình 1.18b).

Gối tựa ngàm ngăn cản cả ba chuyển vị, ký hiệu như trên hình 1.18c.



Hình 1.18. Các liên kết cơ bản

Trên đây là các gối tựa lý tưởng. Trong thực tế của kết cấu công trình, tùy thuộc vào cấu tạo cụ thể của từng liên kết và trường hợp tính toán mà có thể đưa liên kết về một dạng gối tựa nào đó phản ánh gần đúng nhất sự ứng xử của nó (ngăn cản chuyển vị nào). Thí dụ bản bê tông cốt thép liên kết với tường gạch. Với ô bản sàn có liên kết trên cả 4 cạnh hoặc trên hai cạnh song song và bản chỉ chịu tải trọng thẳng đứng thì có thể xem là gối tựa đơn hoặc kép. Với ô bản chỉ liên kết trên một cạnh (bản ô văng) thì phải cấu tạo liên kết thành gối tựa ngàm. Thí dụ khác, chân cột liên kết với móng. Tùy thuộc vào cấu tạo mà có thể xem là gối tựa kép hoặc ngàm.

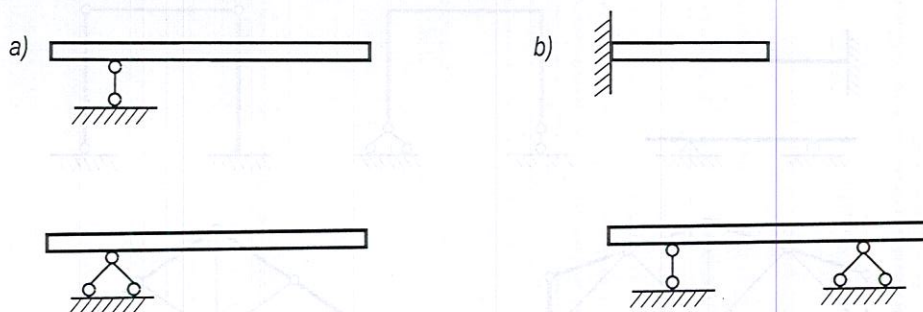
1.5.3. Kết cấu biến hình và bất biến hình

Một vật thể không có gối tựa nào cả là vật tự do, nó có thể dịch chuyển theo bất kỳ phương nào.

Một vật thể chỉ có một gối tựa đơn hoặc chỉ có một gối tựa kép là vật thể chuyển động được vì nó có thể xoay tự do, với gối tựa đơn nó còn có thể trượt tự do (hình 1.19a).

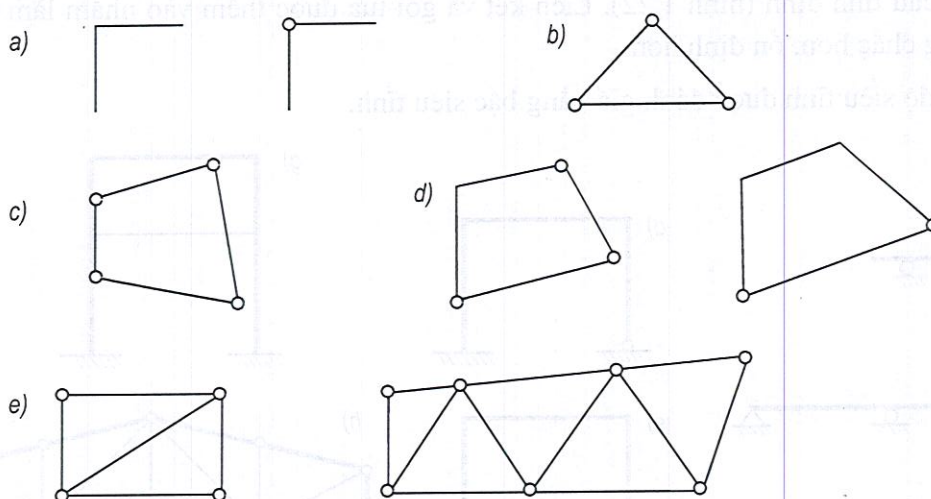
Vật thể muốn giữ được ổn định phải có đủ gối tựa, đó là một gối tựa ngàm hoặc một gối tựa đơn kết hợp với một gối tựa kép không cùng đặt ở một chỗ (hình 1.19b).

Một kết cấu gồm các thanh liên kết với nhau, tùy theo số thanh và loại liên kết mà nó có thể là bất biến hình hoặc biến hình.



Hình 1.19. Vật thể chuyển động được và vật thể ổn định

Xét hệ gồm hai thanh (hình 1.20a), với liên kết cứng hệ là bất biến hình còn với liên kết khớp; nó là hệ biến hình.



Hình 1.20. Hệ biến hình và bất biến hình

Hệ ba thanh với các liên kết khớp là bất biến hình.

Hệ bốn thanh với các liên kết khớp là biến hình (hình 1.20c).

Hệ bốn thanh muốn trở thành bất biến hình phải có ít nhất một liên kết cứng (hình 1.20d).

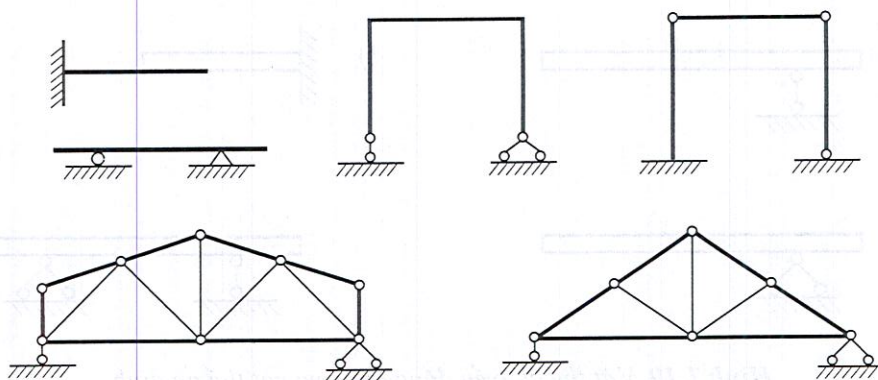
Hệ có 5 thanh trở lên, liên kết khớp, có các thanh chéo (hình 1.20e) cũng bất biến hình.

Hệ biến hình được gọi là cơ cấu, chúng thường được dùng trong các máy móc, thiết bị.

Với kết cấu công trình chỉ dùng các hệ bất biến hình.

1.5.4. Kết cấu tĩnh định và siêu tĩnh

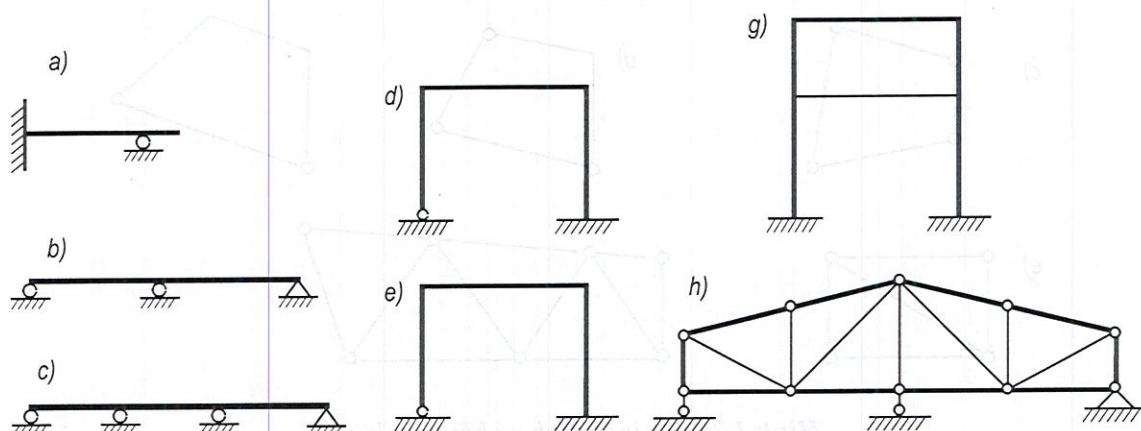
Kết cấu tĩnh định là kết cấu có các liên kết và gối tựa chỉ vừa đủ để nó là hệ bất biến hình (hình 1.21).



Hình 1.21. Thí dụ về kết cấu tĩnh định

Kết cấu siêu tĩnh là kết cấu có số liên kết hoặc số gối tựa nhiều hơn so với yêu cầu của kết cấu tĩnh định (hình 1.22). Liên kết và gối tựa được thêm vào nhằm làm cho kết cấu vững chắc hơn, ổn định hơn.

Mức độ siêu tĩnh được đánh giá bằng bậc siêu tĩnh.



Hình 1.22. Thí dụ về kết cấu siêu tĩnh

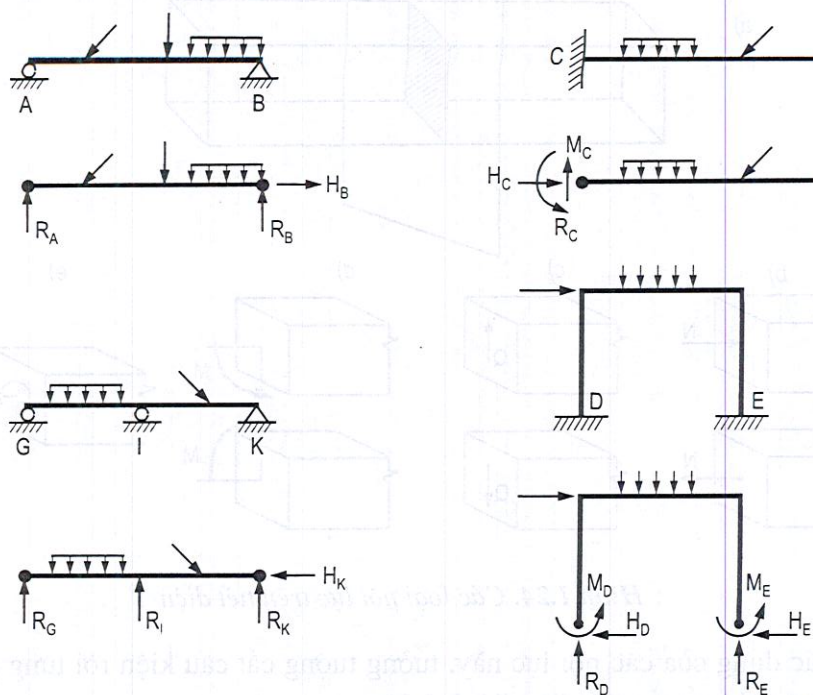
Khi thêm vào một gối tựa đơn là thêm 1 bậc, thêm một liên kết khớp hoặc một gối tựa khập - 2 bậc, thêm một liên kết cứng hoặc một gối tựa ngàm - 3 bậc. Như vậy các hình 1.22a, b, h có một bậc siêu tĩnh, hình 1.22c, d có hai bậc hình 1.22e có 3 bậc, hình 1.22g có 6 bậc.

Trong kết cấu khung phẳng nhiều tầng nhiều nhịp số bậc siêu tĩnh lên đến nhiều chục còn trong hệ khung không gian số bậc siêu tĩnh có thể lên đến hàng trăm, hàng ngàn.

1.5.5. Phản lực gối tựa

Dưới tác dụng của tải trọng tại mỗi gối tựa sẽ xuất hiện các lực, gọi là phản lực gối tựa. Các phản lực gối tựa tác dụng lên kết cấu theo chiều ngăn cản chuyển vị. Để tính toán kết cấu, hình dung bỏ gối tựa đi và thay bằng các phản lực. Với gối tựa đơn, đó là

lực tập trung R theo phương ngăn cản chuyển vị, với gối tựa kép là hai lực tập trung R và H theo hai phương, với gối tựa ngàm là hai lực R , H và mômen M (hình 1.23).



Hình 1.23. Thí dụ về phản lực gối tựa

Với kết cấu tĩnh định chỉ cần dùng các phương trình cân bằng các lực tác dụng lên vật thể là có thể xác định được giá trị các phản lực. Với kết cấu phẳng có ba phương trình cân bằng, kết cấu không gian có 6 phương trình. Với kết cấu siêu tĩnh mà số phản lực nhiều hơn số phương trình cân bằng thì phải lập thêm các phương trình dựa vào những điều kiện khác.

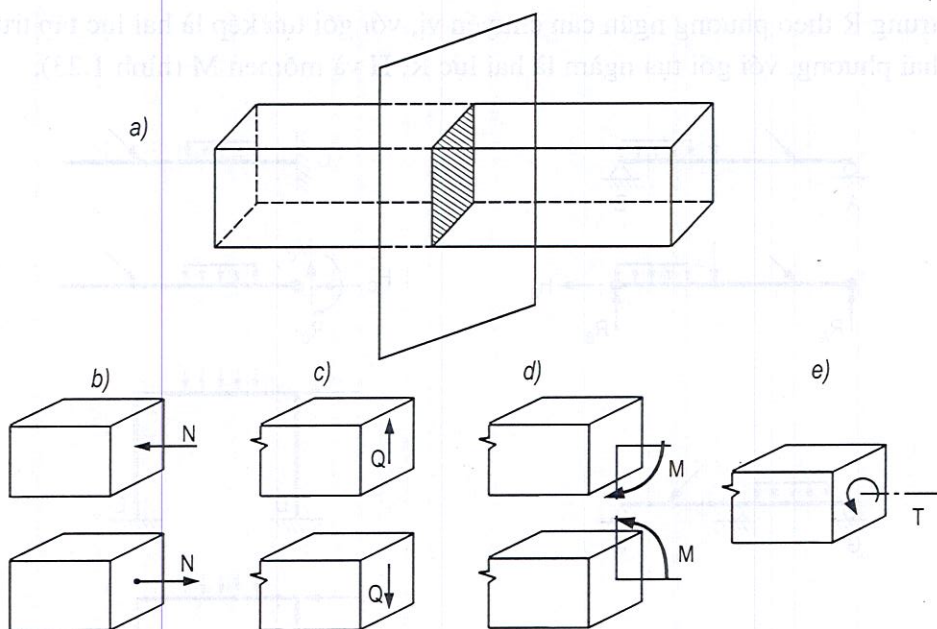
Trong thiết kế thực tế thường có thể tra các bảng lập sẵn để xác định phản lực gối tựa mà không cần lập và giải hệ phương trình.

1.6. NỘI LỰC, ỨNG SUẤT, BIẾN DẠNG

1.6.1. Nội lực

Nội lực là những lực phát sinh trong bản thân kết cấu do tải trọng, phản lực gối tựa và các tác động khác gây ra. Với kết cấu thanh hoặc hệ thanh thường xét nội lực trên từng tiết diện. Trên mỗi tiết diện thường có 4 nội lực sau (hình 1.24).

- Lực dọc, nén hoặc kéo, ký hiệu N .
- Lực cắt, ký hiệu Q hoặc V .
- Mômen uốn ký hiệu M .
- Mômen xoắn, ký hiệu T hoặc K .



Hình 1.24. Các loại nội lực trên tiết diện

Để biết tác dụng của các nội lực này, tưởng tượng cắt cấu kiện rời từng phần, xét tác dụng của từng nội lực trên tiết diện (hình 1.24a).

Lực dọc N tác dụng theo phương trục cấu kiện, vuông góc với tiết diện, gọi là lực pháp tuyến, nó tác dụng nén hoặc kéo.

Lực cắt tác dụng trong mặt phẳng tiết diện, vuông góc với trục, gọi là lực tiếp tuyến, có tác dụng làm trượt hai phần của cấu kiện theo tiết diện đang xét (hình 1.24c).

Mômen uốn làm cho cấu kiện bị uốn cong, nó tác dụng trong mặt phẳng chứa trục cấu kiện, gọi là mặt phẳng uốn. Mômen uốn làm cho một phía tiết diện bị nén lại, phía kia bị kéo dãn ra (hình 1.24d).

Mômen xoắn tác dụng trong mặt phẳng vuông góc với trục cấu kiện, làm cho hai phần của cấu kiện xoay trượt lên nhau theo mặt tiết diện (hình 1.24e).

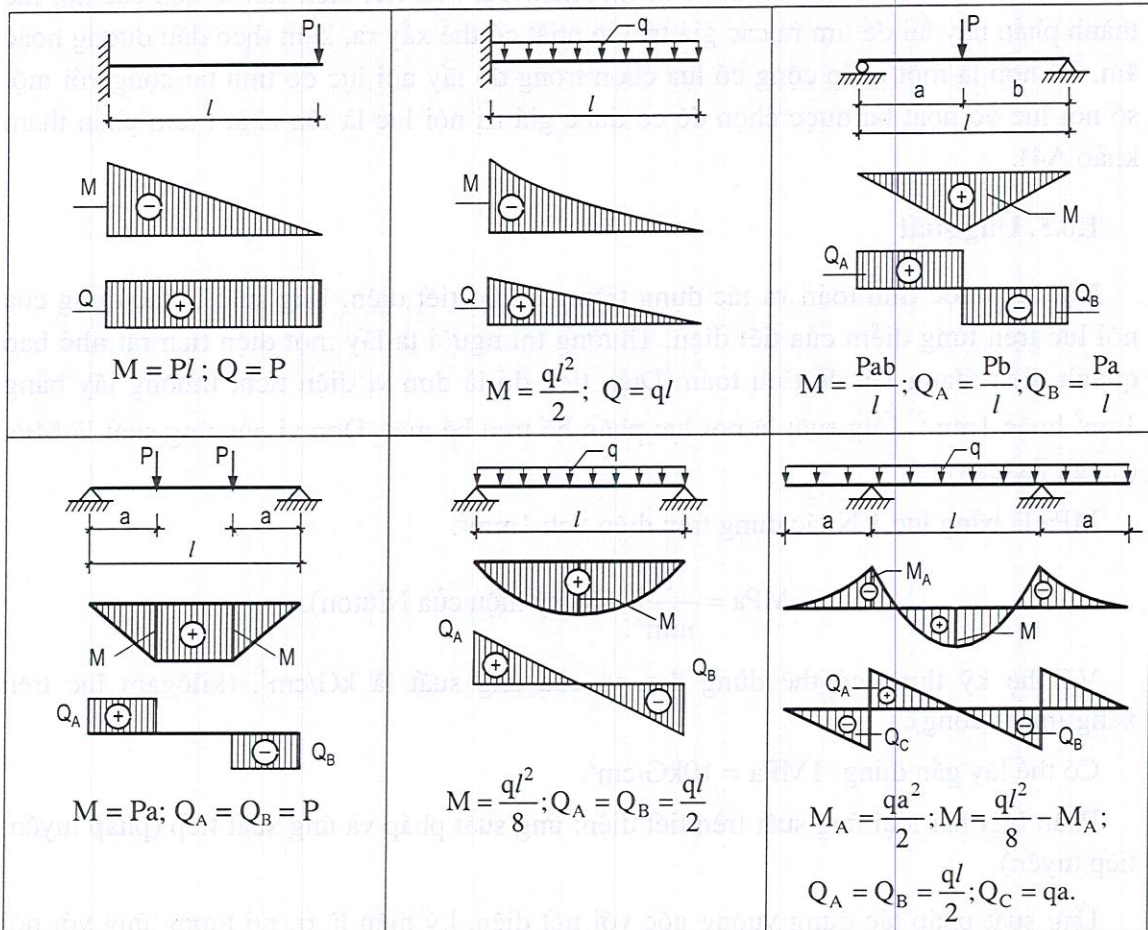
1.6.2. Dấu của nội lực

Nội lực tác dụng lên toàn bộ tiết diện nhưng được xem là đặt tại trọng tâm tiết diện (tại trục của cấu kiện). Mỗi nội lực cần được xác định độ lớn và chiều. Chiều của nội lực được quy ước bằng dấu dương (+) hoặc dấu âm (-). Với nội lực dương có thể không cần ghi dấu. Có một số quy tắc chung cho dấu của nội lực nhưng người thiết kế cũng có thể tự quy ước cho mình.

Thí dụ. Với lực dọc N thường quy ước kéo là dương, nén là âm nhưng cũng có thể ngược lại. Với mômen uốn trong dầm, mômen làm cho mặt dưới chịu kéo là dương, làm cho mặt trên chịu kéo là âm (nhưng cũng có người quy định ngược lại) (hình 1.25).

1.6.3 Biểu đồ nội lực

Trên từng tiết diện dọc theo trục cấu kiện độ lớn của nội lực có thể không đổi hoặc thay đổi. Vẽ biểu đồ theo trục cấu kiện với tung độ là độ lớn và dấu của nội lực, đó là biểu đồ nội lực. Biểu đồ được thể hiện riêng cho từng nội lực, ứng với từng trường hợp của tải trọng.



Hình 1.25. Biểu đồ M và Q của một số dầm tĩnh định.

Các công thức để tính giá trị tuyệt đối của M và Q . Dấu của nội lực $\oplus, \ominus$ cho trên biểu đồ.

Để tính toán và vẽ biểu đồ nội lực phải lần lượt lập sơ đồ kết cấu, đặt các tải trọng, xác định phản lực gối tựa rồi lập phương trình tính toán nội lực cho mọi tiết diện hoặc cho một số tiết diện tiêu biểu. Đối với một số kết cấu thông thường người ta đã lập sẵn các biểu đồ mẫu (hình 1.25), cho công thức tính toán các giá trị ở một số tiết diện, khi thiết kế có thể dùng các biểu đồ đó. Hiện nay, để tính toán các kết cấu phức tạp đã có sẵn các chương trình tính toán kết cấu, đó là các phần mềm máy tính. Có thể dùng máy tính để tính toán và vẽ ra các biểu đồ nội lực. Các chương trình tính kết cấu thông dụng là SAP, ETAB, STAD...

1.6.4. Tổ hợp nội lực

Khi thiết kế kết cấu thường người ta phải tính và vẽ riêng biểu đồ nội lực ứng với các sơ đồ khác nhau của tải trọng. Đó là sơ đồ tĩnh tải, một số trường hợp có thể xảy ra của hoạt tải sàn, hoạt tải gió, tải trọng động đất.

Mỗi trường hợp cho một nội lực thành phần. Tại mỗi tiết diện cần tổ hợp các nội lực thành phần này lại để tìm ra các giá trị lớn nhất có thể xảy ra, kèm theo dấu dương hoặc âm. Tổ hợp là một phép cộng có lựa chọn trong đó lấy nội lực do tĩnh tải cộng với một số nội lực do hoạt tải được chọn để có được giá trị nội lực là lớn nhất (xem phần tham khảo A4).

1.6.5. Ứng suất

Nội lực được tính toán và tác dụng trên toàn bộ tiết diện. Ứng suất là tác dụng của nội lực trên từng điểm của tiết diện. Thường thì người ta lấy một diện tích rất nhỏ bao quanh điểm đang xét để tính toán. Diện tích đó là đơn vị diện tích, thường lấy bằng 1cm^2 hoặc 1mm^2 . Ứng suất là nội lực phân bố trên bề mặt. Đơn vị của ứng suất là MPa (mêga Pascal).

MPa là bằng lực 1 N tác dụng trên diện tích 1mm^2 .

$$\text{MPa} = \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{N: ký hiệu của Niuton}).$$

Với hệ kỹ thuật có thể dùng đơn vị của ứng suất là kG/cm^2 . (kilôgam lực trên xăngtimét vuông).

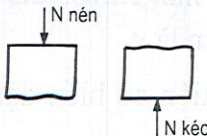
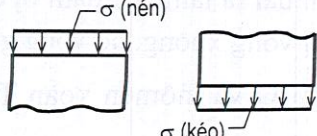
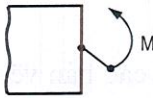
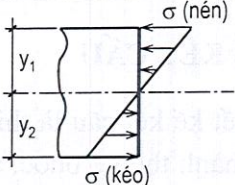
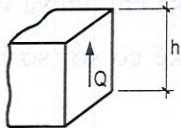
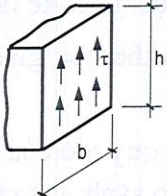
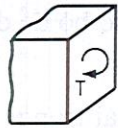
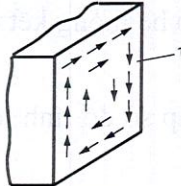
Có thể lấy gần đúng: $1\text{MPa} = 10\text{kG/cm}^2$.

Phân biệt hai loại ứng suất trên tiết diện: ứng suất pháp và ứng suất tiếp (pháp tuyến, tiếp tuyến).

Ứng suất pháp tác dụng vuông góc với tiết diện, ký hiệu là σ , nó tương ứng với nội lực dọc N, mômen uốn M và có thể là ứng suất nén hoặc kéo (hình 1.26a,b).

Ứng suất tiếp tác dụng trong mặt phẳng của tiết diện, ký hiệu là τ . Nó tương ứng với nội lực cắt Q và mômen xoắn T (hình 1.26c, d).

Biểu đồ ứng suất thể hiện sự thay đổi của ứng suất trên tiết diện. Với cấu kiện bằng vật liệu đàn hồi, đồng chất sự phân bố ứng suất và biểu đồ của nó cho trong hình 1.26. Ứng với lực dọc N ứng suất σ (nén hoặc kéo) là phân bố đều trên toàn tiết diện, ứng với mômen uốn M ứng suất σ gồm vùng nén σ_1 và vùng kéo σ_2 , đường phân chia giữa hai vùng gọi là trục trung hòa, tại đó $\sigma = 0$. Ứng với lực cắt Q ứng suất τ theo một phương, có giá trị $\tau_{\max}$ ở khoảng giữa tiết diện, $\tau = 0$ ở các mép trên và mép dưới. Ứng với mômen xoắn T ứng suất τ theo phương vòng quanh, lớn nhất ở giữa các cạnh, bằng không ở các góc và tại tâm tiết diện.

	Nội lực	Sơ đồ ứng suất	Công thức tính
a			$\sigma = \frac{N}{A}$ A: diện tích tiết diện
b			$\sigma_i = \frac{M}{J} y_i$ J: mômen quán tính của tiết diện
c			Với tiết diện chữ nhật: $\tau_{\max} = \frac{1,5Q}{bh}$
d			$\tau_{\max} = \frac{T}{W_t}$ W_t - mômen chống xoắn của tiết diện

Hình 1.26. Biểu đồ ứng suất

1.6.6. Biến dạng

Đó là sự thay đổi hình dạng, kích thước. Một cấu kiện khi bị nén sẽ ngắn lại, bị kéo dãn dài ra, bị uốn sẽ cong v.v... Lấy thanh chịu nén làm thí dụ. Chiều dài ban đầu của thanh là l , bị nén với lực N nó ngắn lại một đoạn Δ , đó là biến dạng tuyệt đối (hình 1.27a).

Đặt $\varepsilon = \frac{\Delta}{l}$ gọi là biến dạng tỷ đối.

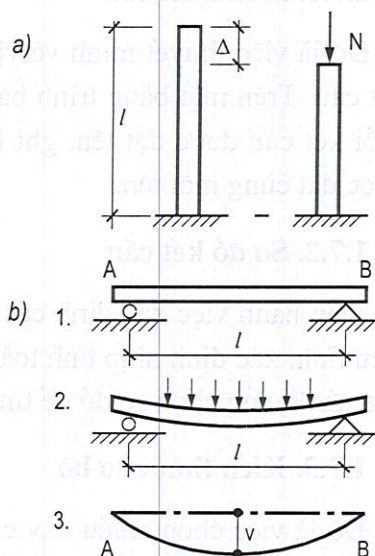
Với vật liệu đàn hồi, giữa biến dạng ε và ứng suất pháp σ có quan hệ theo định luật Hook:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \text{ hoặc } \sigma = \varepsilon E$$

E - mô đun đàn hồi của vật liệu.

Với thép: $E = 180000 \div 210000 \text{ MPa}$

Với bê tông: $E = 23000 \div 35000 \text{ MPa}$.



Hình 1.27. Biến dạng của cấu kiện

Hình 1.27b thể hiện biến dạng của dầm AB chịu uốn. Thớ trên của dầm bị nén, co ngắn lại, thớ dưới bị kéo giãn dài ra làm cho dầm bị cong. Hình 1.27b3 thể hiện trục dầm trước và khi chịu lực, dầm bị võng xuống, độ võng giữa dầm là v .

Với tác dụng của lực cắt Q và mômen xoắn T cấu kiện có biến dạng trượt, biến dạng xoay.

1.7. CÁC BƯỚC THIẾT KẾ KẾT CẤU

Mục tiêu cuối cùng của thiết kế kết cấu là thiết lập được các bản vẽ thi công. Để đạt mục tiêu này thường cần tiến hành theo 7 bước: mô tả, lập sơ đồ, chọn kích thước sơ bộ, xác định tải trọng, tính toán nội lực, thiết kế tiết diện, thiết kế chi tiết và vẽ.

Các bước này được thực hiện theo ba giai đoạn: thiết kế cơ sở (sơ bộ), thiết kế kỹ thuật và thiết kế bản vẽ thi công.

Thiết kế cơ sở nhằm xác định quy mô của kết cấu, đưa ra các kích thước cơ bản, nêu ra các phương án để phân tích, so sánh, lựa chọn. Với phương án được chọn về vật liệu, về loại hình kết cấu tiến hành lập hệ thống kết cấu, tính toán sơ bộ để đưa ra các chỉ tiêu cơ bản về sử dụng vật liệu.

Thiết kế kỹ thuật gồm việc lập sơ đồ tính toán, xác định tải trọng, tính toán nội lực, thiết kế các tiết diện cơ bản.

Thiết kế bản vẽ thi công gồm việc lựa chọn các cấu tạo cụ thể, các chi tiết, thể hiện ra bản vẽ.

Sau khi đã lựa chọn phương án, việc thiết kế một kết cấu theo bảy bước sau:

1.7.1. Mô tả kết cấu

Đó là việc thuyết minh về vị trí, nhiệm vụ, đặc điểm của kết cấu, thể hiện mặt bằng kết cấu. Trên mặt bằng trình bày các kết cấu chịu lực như bản, dầm, cột, khung, tường. Mỗi kết cấu được đặt tên, ghi ký hiệu riêng. Các kết cấu giống nhau hoàn toàn có thể được đặt cùng một tên.

1.7.2. Sơ đồ kết cấu

Tiến hành việc xác định các liên kết, gối tựa, phân tích để biết kết cấu tĩnh định hay siêu tĩnh, xác định nhịp tính toán của bản, của dầm, chiều cao của cột, của tường. Với hệ kết cấu khung chọn sơ đồ để tính là khung phẳng hay khung không gian.

1.7.3. Kích thước sơ bộ

Đó là việc chọn chiều dày của bản sàn, của tường, kích thước tiết diện của dầm, của cột v.v... Việc chọn này có thể theo các cách sau:

- Theo kinh nghiệm thiết kế (đối với người đã có nhiều kinh nghiệm).

- Tham khảo các công trình tương tự đã được thiết kế hoặc xây dựng.
- Theo hướng dẫn trong các tài liệu chuyên ngành về thiết kế từng loại kết cấu (trình bày trong các chương 4, 5).

Kích thước sơ bộ được chọn dùng để xác định trọng lượng bản thân (tĩnh tải) để xác định độ cứng khi tính nội lực kết cấu siêu tĩnh, để thiết kế tiết diện.

Kích thước được chọn, ngoài yêu cầu về khả năng chịu lực còn cần thỏa mãn yêu cầu về thẩm mỹ kiến trúc (sự tương xứng trong không gian...) và thuận tiện cho thi công (thuận tiện cho việc làm ván khuôn để đổ bê tông...).

Về khả năng chịu lực, kích thước chọn sơ bộ có hợp lý hay không phải đến bước thiết kế tiết diện mới có đủ cơ sở để đánh giá. Lúc này nếu phát hiện thấy kích thước đã chọn là không hợp lý (quá lớn hoặc quá bé) thì phải chọn và tính toán lại.

1.7.4. Xác định tải trọng

Đó là việc xác định các loại tải trọng gồm tĩnh tải, hoạt tải sàn, hoạt tải gió v.v... theo mục 1.3. Trước hết xác định các tải trọng đơn vị (trên mỗi mét vuông của sàn, của tường, trọng lượng riêng mỗi mét dài của dầm, của cột...) sau đó tìm đường truyền của tải trọng để đưa tải trọng về kết cấu đang xét. Cần lập riêng các sơ đồ tải trọng cho tĩnh tải và các trường hợp bất lợi có thể xảy ra của hoạt tải.

Khi tính toán kết cấu theo phương pháp trạng thái giới hạn còn cần phân biệt hai trị số của mỗi tải trọng: trị số tiêu chuẩn và trị số tính toán (xem phần tham khảo, mục A5).

Trị số tính toán = $n \times$ trị số tiêu chuẩn

n - hệ số độ tin cậy, còn gọi là hệ số vượt tải.

Trị số tiêu chuẩn của tải trọng (gọi tắt là tải trọng tiêu chuẩn) được trình bày trong mục 1-3.

Dùng hệ số n để kể đến khả năng trong thực tế tải trọng có thể vượt quá trị số tiêu chuẩn. Với tĩnh tải $n = 1,05 \div 1,3$, với hoạt tải $n = 1,2 \div 1,4$.

1.7.5. Tính toán nội lực

Khi tính toán nội lực cần phân biệt kết cấu là tĩnh định hay siêu tĩnh.

Với kết cấu tĩnh định chỉ dùng một sơ đồ kết cấu duy nhất để tính nội lực.

Với kết cấu siêu tĩnh có thể dùng một trong hai loại sơ đồ: sơ đồ đàn hồi hoặc sơ đồ dẻo. Trong sơ đồ đàn hồi xem vật liệu là hoàn toàn đàn hồi, đồng nhất. Trong sơ đồ dẻo, để tính toán nội lực còn cần kể đến tính dẻo của vật liệu (xem phần tham khảo A1).

Tính toán và vẽ biểu đồ nội lực cho từng trường hợp tải trọng rồi tiến hành tổ hợp để tìm ra các giá trị bất lợi của nội lực tại từng tiết diện.

1.7.6. Thiết kế tiết diện

Việc này được tiến hành phụ thuộc vào loại vật liệu làm kết cấu và được thực hiện theo quy định của các tiêu chuẩn thiết kế (xem mục A5 phần tham khảo) dựa vào điều kiện bắt buộc sau:

$$S \leq S_{gh}$$

S - trị số về nội lực, ứng suất hoặc biến dạng (độ võng) do tải trọng gây ra cho kết cấu, S được tính toán với khả năng lớn nhất có thể xảy ra.

S_{gh} - giới hạn về nội lực, ứng suất hoặc biến dạng, chấp nhận được. Trị số S_{gh} được tính toán với khả năng bé nhất có thể xảy ra.

Về nội lực, S_{gh} chính là khả năng chịu lực của tiết diện, về ứng suất hoặc độ võng S_{gh} là ứng suất cho phép hoặc độ võng giới hạn.

Dựa vào điều kiện vừa nêu có thể tiến hành một trong hai loại bài toán: kiểm tra và lựa chọn.

Trong bài toán kiểm tra, đã chọn trước đầy đủ các thông số về tiết diện và vật liệu, tính riêng giá trị S và S_{gh} rồi so sánh.

Trong bài toán lựa chọn, đã xác định được một vài thông số (chưa đầy đủ) về tiết diện và vật liệu. Cần xuất phát từ điều kiện $S \leq S_{gh}$ để tính toán, tìm ra, lựa chọn các thông số còn lại. Thí dụ với dầm hoặc cột bê tông cốt thép, đã sơ bộ chọn được kích thước tiết diện, cần tính toán và chọn ra lượng cốt thép cần thiết.

Kích thước tiết diện đã được chọn sơ bộ (mục 1.7.3), đến bước này mới có cơ sở để nhận xét kích thước đã chọn là hợp lý hay không.

1.7.7. Thiết kế chi tiết và vẽ

Đối với kết cấu bê tông cốt thép đó là việc chọn và bố trí các loại cốt thép, tính toán chiều dài của các thanh cốt thép, thiết kế chi tiết các chỗ cần có cấu tạo đặc biệt. Với kết cấu thép hoặc gỗ đó là việc chọn và tính toán các liên kết, thiết kế các chi tiết, các cấu tạo cục bộ v.v...

Kết quả của thiết kế cần được thể hiện lên bản vẽ thi công. Yêu cầu của bản vẽ là trình bày rõ ràng, chính xác, đầy đủ mọi cấu tạo và kích thước. Trên bản vẽ, ngoài các hình vẽ còn cần ghi rõ những điều mà hình vẽ chưa thể hiện được thí dụ như các yêu cầu về vật liệu, các chú ý khi thi công v.v...

1.8. QUAN HỆ GIỮA THIẾT KẾ KIẾN TRÚC VÀ KẾT CẤU

Đó là quan hệ rất mật thiết. Sự sáng tạo về kiến trúc chỉ có thể thực hiện được trên cơ sở của kết cấu. Người thiết kế kiến trúc cần có những hiểu biết cơ bản về kết cấu để có thể sơ bộ chọn được phương án, loại hình, sơ đồ kết cấu thích hợp, chọn được các kích thước hợp lý.

Kết cấu phục vụ cho kiến trúc nhưng kiến trúc phải dựa vào kết cấu. Đó là nguyên tắc chỉ phối công việc thiết kế.

Với những công trình nhỏ, vừa phải, không phức tạp lắm việc thiết kế kiến trúc có thể tiến hành trước, người thiết kế kết cấu dựa vào thiết kế kiến trúc để lập sơ đồ và tính toán.

Với công trình lớn, phức tạp việc thiết kế kiến trúc và kết cấu cần được phối hợp với nhau ngay từ những bước đầu tiên. Tránh tình trạng thiết kế kiến trúc đã được phê duyệt rồi mới đưa thiết kế kết cấu, lúc này có thể xảy ra tình trạng thiết kế kết cấu không thể đáp ứng được yêu cầu hoặc bắt buộc phải thay đổi thiết kế kiến trúc.

Có một số công trình đặc biệt phải phác thảo trước hệ thống kết cấu rồi trên cơ sở đó mới thiết kế kiến trúc.

PHẦN THAM KHẢO A

A1. Đàn hồi và dẻo

Đó là các tính chất biến dạng của vật liệu.

Tính chất đàn hồi thể hiện như sau: Tác dụng vào vật thể một lực, làm cho nó biến dạng. Bỏ lực tác dụng đi vật thể trở về hình dạng, kích thước ban đầu. Kéo một dây cao su hoặc ép một cái lò xo cho thấy hình ảnh rõ của tính chất đàn hồi. Vật liệu để làm kết cấu phải có tính đàn hồi.

Tính dẻo thể hiện như sau: khi tác dụng lực làm cho vật thể biến dạng, bỏ lực đi thì biến dạng vẫn còn. Uốn cong một dây đồng hoặc nhôm, rồi buông ra, dây vẫn còn cong, đó là hình ảnh về biến dạng dẻo.

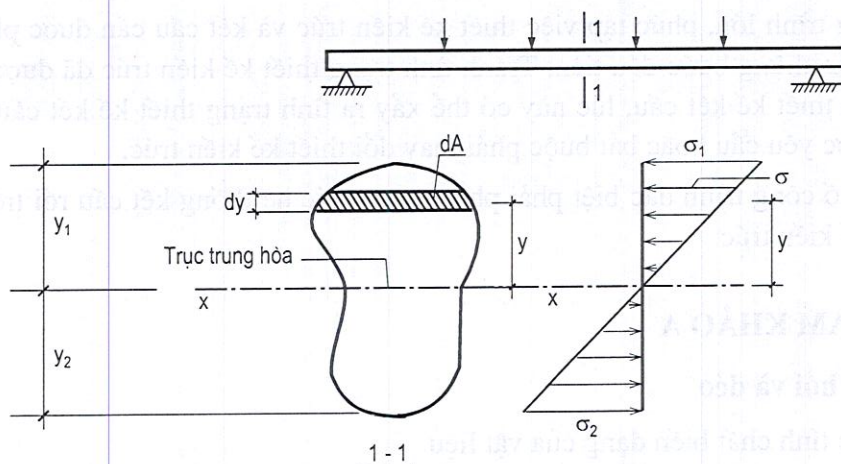
Vật liệu thép khi chịu ứng suất bé còn làm việc đàn hồi nhưng khi ứng suất và biến dạng lớn đến một mức nào đó nó trở nên dẻo. Uốn một thanh thép ở mức độ vừa phải rồi thả ra, nó thẳng trở lại, đó là đàn hồi. Uốn thanh thép cho thật cong, thả ra, nó vẫn bị cong, đó là thép đã có biến dạng dẻo. Vật liệu bê tông vừa có tính đàn hồi và tính dẻo, với ứng suất còn bé biến dạng đàn hồi là chủ yếu, khi tăng ứng suất lên biến dạng dẻo sẽ nhiều hơn.

Khi tính toán nội lực trong kết cấu siêu tĩnh bê tông cốt thép nếu xem vật liệu là hoàn toàn đàn hồi và đồng nhất là đã dùng một giả thiết gần đúng, nhằm đơn giản hóa việc tính toán. Việc kể đến biến dạng dẻo của bê tông và của cốt thép có thể làm cho kết quả nội lực tính được khác với kết quả tính theo sơ đồ đàn hồi. Hiện nay việc tính toán nội lực các kết cấu siêu tĩnh phức tạp chủ yếu vẫn dùng sơ đồ đàn hồi, chỉ có một số kết cấu đơn giản như bản và dầm đã được tính theo sơ đồ dẻo.

A2. Mômen tĩnh và mômen quán tính

Một tiết diện có một số đặc trưng hình học quen thuộc, đã biết như chu vi, diện tích. Bây giờ xét thêm hai đặc trưng mới liên quan đến việc tính toán kết cấu là mômen tĩnh và mômen quán tính. Để biết nguồn gốc, định nghĩa của các đặc trưng mới này, xét thí dụ sau:

Lấy dầm chịu uốn với tiết diện có hình dạng bất kỳ. Ứng suất trên tiết diện gồm hai vùng: nén và kéo. Trong mỗi vùng ứng suất phân bố theo hình tam giác, lớn nhất ở tại mép với giá trị σ_1 , σ_2 và bằng không ở trục trung hòa (hình A1), trục này được đặt tên là trục x - x.



Hình A1. Sơ đồ tính toán mômen tĩnh và mômen quán tính

Chia tiết diện ra thành những phần tử diện tích dA , mỗi phần tử ở cách trục x một khoảng y , có chiều dày vô cùng bé dy . Ứng suất tại phần tử đó là σ . Theo tam giác đồng dạng có được:

$$\sigma = \frac{\sigma_1}{y_1} y.$$

Hợp lực của ứng suất trên phần tử bằng: $\sigma dA = \frac{\sigma_1}{y_1} y dA$

Đặt N là hợp lực theo phương trục dầm của ứng suất σ trong toàn bộ tiết diện. Để tính N cần lấy tích phân trong toàn tiết diện.

$$N = \int_A \sigma dA = \frac{\sigma_1}{y_1} \int_A y dA$$

Đặt: $S_x = \int_A y dA$ và gọi là mômen tĩnh của tiết diện đối với trục x-x.

Tính mômen nội lực đối với trục x cũng bằng cách lấy tích phân trong toàn tiết diện A:

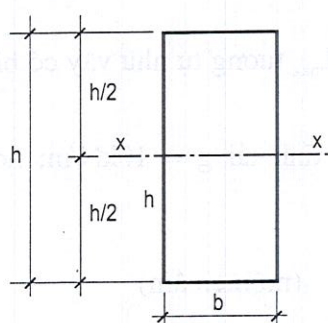
$$M = \int_A \sigma dA y = \frac{\sigma_1}{y_1} \int_A y^2 dA$$

Đặt: $J_x = \int_A y^2 dA$, gọi là mômen quán tính của tiết diện đối với trục x.

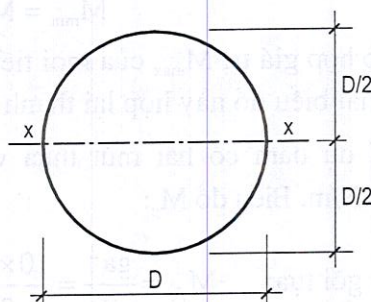
Thay giá trị của J_x vào công thức trên, có được:

$M = \frac{\sigma_1}{y_1} J_x$, từ đó: $\sigma_1 = \frac{M}{J_x} y_1$, đó là công thức đã cho ở hình 1.26, mục b.

Với tiết diện chữ nhật bề rộng b , chiều cao h , tiết diện tròn đường kính D , mômen quán tính J_x cho trên hình A2. Với các thanh thép hình tiết diện chữ I, chữ U người ta cho sẵn giá trị của J trong các bảng.



$$J_x = \frac{bh^3}{12}$$



$$J_x = \frac{\pi D^4}{64}$$

Hình A2. Mômen quán tính của tiết diện chữ nhật và tròn

Đơn vị của J_x là cm^4 hoặc mm^4 theo đơn vị của kích thước tiết diện. Thí dụ tiết diện chữ nhật có $b = 20\text{cm}$, $h = 60\text{cm}$:

$$J_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 60^3}{12} = 360000 \text{cm}^4$$

A3. Độ võng của dầm

Xét dầm đơn giản chịu uốn, nhịp tính toán l , mômen uốn lớn nhất trong dầm là M . Dầm có độ võng là v . Đã chứng minh được công thức để xác định v là:

$$v = \beta \frac{M}{B} l^2$$

B - độ cứng chống uốn của dầm. Với dầm bằng vật liệu đàn hồi, đồng chất $B = EJ$ (E - môđun đàn hồi, J - mômen quán tính). Với dầm bê tông cốt thép công thức tính B là khá phức tạp vì trong đó phải kể đến bê tông và cốt thép.

β - hệ số phụ thuộc vào sơ đồ dầm và sơ đồ tải trọng.

Với dầm kê lên hai gối tựa $\beta = 0,085 \div 0,10$. Với dầm côngxon có một đầu ngàm: $\beta = 0,25 \div 0,33$.

A4. Hình bao mômen của dầm

Hình bao mômen là một dạng của tổ hợp nội lực (xem mục 1.6.4). Xét dầm chịu tĩnh tải g và hoạt tải p . Nội lực được tính riêng là M_g và M_p . Nội lực tổ hợp là M :

$$M = M_g + M_p$$

Tại mỗi tiết diện M_g là cố định còn M_p có thể thay đổi vì hoạt tải p thay đổi. M_p thay đổi giữa hai giá trị $\max M_p$ và $\min M_p$. Ứng với hai giá trị đó của M_p có hai giá trị của M là $M_{\max}$ và $M_{\min}$:

$$M_{\max} = M_g + \max M_p.$$

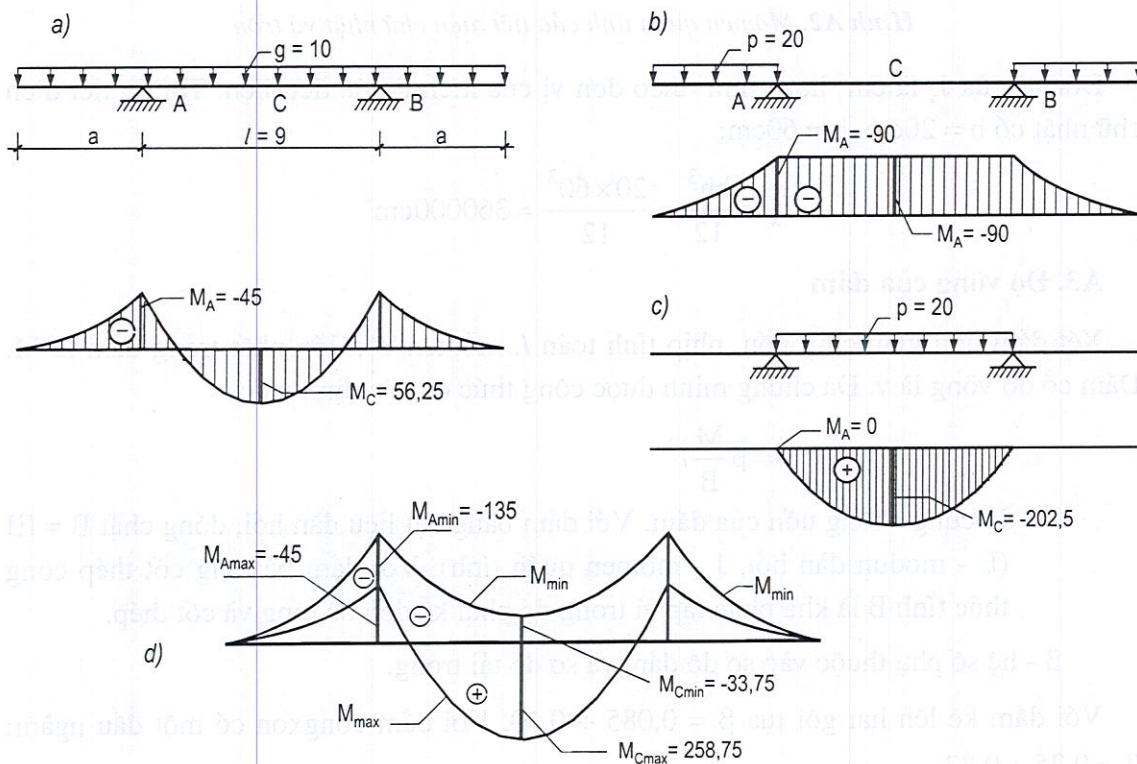
$$M_{\min} = M_g + \min M_p.$$

Tập hợp giá trị $M_{\max}$ của mọi tiết diện sẽ có biểu đồ $M_{\max}$ tương tự như vậy có biểu đồ $M_{\min}$, hai biểu đồ này hợp lại thành hình bao mômen.

Thí dụ dầm có hai mút thừa với $a = 3\text{m}$; $l = 9\text{m}$, tải trọng $g = 10\text{kN/m}$; hoạt tải $p = 20\text{kN/m}$. Biểu đồ M_g :

Tại gối tựa: $M_A = \frac{ga^2}{2} = \frac{10 \times 3^2}{2} = 45\text{kNm}$ (mômen âm)

Tại giữa dầm: $M_C = \frac{gl^2}{8} - M_A = \frac{10 \times 9^2}{8} - 45 = 56,25$ (hình A3.a)



Hình A3. Hình bao mômen

Xét hai trường hợp xảy ra của hoạt tải như trên hình A3.b và c.

Trường hợp 1, hoạt tải p đặt ở côngxon (hình A3.b):

$$M_A = M_C = \frac{pa^2}{2} = \frac{20 \times 3^2}{2} = 90 \text{ kNm (mômen âm)}$$

Trường hợp 2, hoạt tải p đặt ở giữa hai gối tựa (hình A3.c):

$$M_A = 0; M_C = \frac{pl^2}{8} = \frac{20 \times 9^2}{8} = 202,5 \text{ (mômen dương)}$$

Ở tiết diện A có: $\max M_p = 0$; $\min M_p = -90$.

$$M_{A_{\max}} = -45 + 0 = -45.$$

$$M_{B_{\min}} = -45 + (-90) = -135.$$

Ở tiết diện C giữa dầm có: $\max M_p = 202,5$; $\min M_p = -90$.

$$M_{C_{\max}} = 56,25 + 202,5 = 258,75.$$

$$M_{C_{\min}} = 56,25 - 90 = -33,75.$$

Hình bao mômen của dầm gồm nhánh $M_{\max}$ và nhánh $M_{\min}$ thể hiện trên hình A3.d.

A5. Phương pháp và tiêu chuẩn thiết kế kết cấu

Khi thiết kế kết cấu cần phân biệt phương pháp khoa học và tiêu chuẩn thiết kế được áp dụng.

Việc tính toán nội lực kết cấu siêu tĩnh thường chỉ dựa vào phương pháp khoa học, đó là phương pháp lực, phương pháp chuyển vị, phương pháp phần tử hữu hạn, phương pháp phân phối mômen hoặc các phương pháp gần đúng.

Phương pháp lực lấy nội lực làm ẩn số để lập các phương trình tính toán. Phương pháp chuyển vị lấy chuyển vị của các nút khung làm ẩn số. Phương pháp phần tử hữu hạn đem chia kết cấu ra thành những phần tử, lấy nội lực và chuyển vị ở đầu mút mỗi phần tử làm ẩn số. Phương pháp phân phối mômen là phương pháp gần đúng dần, tính toán mômen uốn tại các nút khung và phân phối mômen đó cho các đầu thanh, việc làm này được tiến hành dần dần, lặp lại nhiều lần cho đến khi đạt kết quả mong muốn.

Về thiết kế tiết diện có các phương pháp như ứng suất cho phép, trạng thái giới hạn hoặc công năng sử dụng.

Phương pháp ứng suất cho phép dựa vào điều kiện:

$$\sigma \leq [\sigma]$$

σ - ứng suất lớn nhất, xác định từ nội lực.

$[\sigma]$ - ứng suất cho phép, phụ thuộc vào chất lượng của vật liệu và mức độ an toàn cần có.

Phương pháp trạng thái giới hạn quy định các trạng thái của kết cấu cần được kiểm tra, đó là trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực và trạng thái sử dụng bình thường. Với trạng thái giới hạn khả năng chịu lực, điều kiện là:

$$S \leq S_{gh}$$

Để có được giá trị S lớn nhất có thể xảy ra, trong tính toán cần dùng các hệ số độ tin cậy (hệ số vượt tải), hệ số tổ hợp để nhân vào tải trọng hoặc nội lực.

S_{gh} là giới hạn về khả năng chịu lực, được xác định dựa vào kích thước hình học của tiết diện và chất lượng của vật liệu. Để xác định giá trị bé nhất của S_{gh} trong tính toán cần dùng các hệ số an toàn, hệ số điều kiện làm việc của vật liệu v.v...

Phương pháp ứng suất cho phép thuộc phương pháp cổ điển được dùng rộng rãi ở khoảng đầu thế kỷ 20, hiện nay ít được dùng. Phương pháp trạng thái giới hạn bắt đầu được nghiên cứu và phổ biến từ giữa thế kỷ 20, hiện nay được dùng rộng rãi trên thế giới.

Phương pháp thiết kế theo công năng sử dụng là một biến thể của phương pháp trạng thái giới hạn, mới được đề xuất trong những năm gần đây và chưa được phổ biến rộng rãi.

Về tiêu chuẩn thiết kế, thường mỗi nước có tiêu chuẩn riêng cho từng loại kết cấu.

Thí dụ tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép:

- Của Việt Nam là tiêu chuẩn TCVN5574, TCXDVN365.
- Của Mỹ: ACI 318
- Của Anh: BS 8110
- Của Pháp: BAEL 99
- Của Trung Quốc: GBJ 10
- Của Nga: SNIP 2.30.

Có thể kể một số tiêu chuẩn của Việt Nam về thiết kế kết cấu như sau:

- Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu gạch đá TCVN 5573-1991.
- Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu thép TCVN5575-1991 và TCXDVN338 - 2005.
- Tiêu chuẩn về thép cán TCVN1655-1975.

Trong mỗi tiêu chuẩn người ta đưa ra các số liệu cơ bản các điều khoản quy định, các công thức tính toán, các cấu tạo v.v..., người thiết kế cần dựa vào đó để thiết kế kết cấu.

Tiêu chuẩn thiết kế không phải là cố định mà thường được đổi mới, bổ sung theo thời gian. Ký hiệu tiêu chuẩn thường kèm theo con số cuối cùng là năm ban hành tiêu chuẩn đó. Thí dụ TCXDVN356-2005.

Chương 2

KẾT CẤU THÉP, GỖ

2.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU THÉP

2.1.1. Các loại kết cấu thép

Kết cấu được tạo nên từ các thanh thép, bản thép liên kết với nhau. Thường gặp là các dầm, dàn, các loại cột, trụ, tháp, khung, bể chứa, cầu, v.v... Kết cấu thép giữ vai trò quan trọng trong xây dựng hiện đại, đặc biệt là trong lĩnh vực xây dựng công nghiệp, giao thông.

2.1.2. Ưu nhược điểm của kết cấu thép

Kết cấu thép được sử dụng rộng rãi vì có những ưu điểm:

1. Khả năng chịu lực lớn, độ tin cậy cao. Đó là do thép có cường độ lớn nhất trong các loại vật liệu xây dựng, có cấu trúc thuần nhất, đẳng hướng.
2. Trọng lượng nhẹ so với vật liệu bê tông cốt thép, gạch đá.
3. Tính công nghiệp hóa cao.
4. Tính cơ động trong vận chuyển, lắp ráp, dễ sửa chữa, thay thế.
5. Tính kín, không thấm nước, thấm khí, thích hợp với các bể chứa chất lỏng, chất khí.

Nhược điểm của kết cấu thép làm hạn chế việc sử dụng là:

1. Dễ bị xâm thực, ăn mòn. Luôn phải có lớp sơn phủ bảo vệ, chi phí bảo dưỡng khá cao.
2. Chịu lửa kém. Thép không bị cháy nhưng khi công trình bị cháy, nhiệt độ môi trường tăng lên thì cường độ và mô đun đàn hồi của thép giảm xuống, làm tăng biến dạng và kết cấu có thể bị sụp đổ.

2.1.3. Phạm vi ứng dụng

Kết cấu thép thích hợp với những công trình lớn (nhịp rộng, chiều cao lớn, tải trọng nặng), các công trình cần trọng lượng nhẹ, cần độ kín cao. Phạm vi ứng dụng kết cấu thép rất rộng, có thể kể như sau:

1. Nhà công nghiệp.
2. Nhà dân dụng nhịp lớn.
3. Khung nhà nhiều tầng.

4. Cầu đường bộ, đường sắt.
5. Kết cấu tháp cao, cột đường dây tải điện.
6. Kết cấu bể chứa.
7. Các loại kết cấu di động như cần trục, cửa van.
8. Giàn khoan dầu ngoài biển.
9. Các loại kết cấu khác...

2.1.4. Yêu cầu đối với kết cấu thép

Là yêu cầu về sử dụng và hiệu quả.

a) Yêu cầu về sử dụng

Đó là yêu cầu cơ bản khi thiết kế.

- Thỏa mãn các yêu cầu chịu lực, có đủ độ bền, độ cứng.
- Bảo đảm độ bền lâu cần thiết. Hình dạng cũng như cấu tạo phải tiện cho bảo dưỡng, kiểm tra, sơn bảo vệ.
- Đẹp cũng là một yêu cầu sử dụng. Với kết cấu có hình dáng lộ ra ngoài cần hài hòa, thanh thoát.

b) Yêu cầu về hiệu quả

- Sử dụng vật liệu thép hợp lý, tiết kiệm, đúng chỗ.
- Phù hợp với việc chế tạo trong công xưởng.
- Lắp ráp nhanh, liên kết khi dựng lắp phải dễ dàng, thuận tiện.

2.2. VẬT LIỆU THÉP XÂY DỰNG

2.2.1. Thành phần và chế tạo thép

Gang và thép là hợp kim đen của sắt và các bon, ngoài ra còn có một số chất khác có tỷ lệ không đáng kể như ôxy, photpho, silic...

Từ quặng sắt luyện trong lò cao thành gang với tỷ lệ các bon trên 1,7%. Dùng lò luyện thép để khử bớt các bon, sản xuất ra thép. Theo thành phần hóa học thép được chia thành thép các bon và thép hợp kim. Theo phương pháp luyện phân biệt thép lò quay và thép lò bằng. Theo phương pháp làm nguội chia ra thép sôi, thép tĩnh và thép nửa tĩnh.

Thép các bon có thành phần các bon dưới 1,5% không có các hợp kim khác. Thép dùng trong xây dựng là thép các bon thấp với thành phần dưới 0,5%. Thép các bon vừa và cao được sử dụng trong các ngành công nghiệp khác.

Thép hợp kim có thêm các thành phần kim loại khác như crôm, niken, mangan... nhằm nâng cao chất lượng thép. Trong xây dựng thường chỉ dùng thép hợp kim thấp với tỷ lệ các kim loại khác dưới 2,5%.

Lò quay (lò Besmer, Thomas) và lò bằng (lò Martin) là các công nghệ luyện thép khác nhau. Trước đây thép lò bằng có chất lượng tốt hơn, còn ngày nay hai loại thép này có chất lượng tương đương.

Thép lỏng ở nhiệt độ rất cao từ lò luyện được rót vào khuôn, để nguội cho kết tinh. Tùy theo phương pháp, thời gian làm nguội mà có thép sôi (làm nguội nhanh), thép tĩnh (nguội chậm) và nửa tĩnh. Thép tĩnh có chất lượng cao hơn thép sôi.

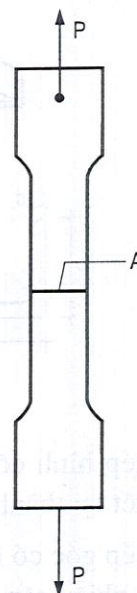
2.2.2. Đặc trưng cơ học

Để biết khả năng chịu lực cần làm thí nghiệm kéo mẫu thép.

Gọi lực kéo là P , diện tích ngang của mẫu là A . Ứng suất $\sigma = \frac{P}{A}$ (hình 2.1).

Cho lực P tăng dần, ban đầu thép làm việc đàn hồi. Đến một lúc nào đấy thép bắt đầu có biến dạng dẻo. Gọi ứng suất lúc này là giới hạn đàn hồi hoặc giới hạn bắt đầu dẻo, cũng có nhiều tài liệu (tác giả) gọi là giới hạn chảy, ký hiệu σ_T . Thép xây dựng thường có $\sigma_T = 220 \div 550$ MPa.

Tiếp tục kéo thép, biến dạng dẻo phát triển, đến một lúc thép bị kéo đứt. Gọi ứng suất ngay trước khi đứt là giới hạn bền, ký hiệu σ_B . Tùy loại thép mà σ_B đạt giá trị $(1,15 \div 1,5)\sigma_T$.



Hình 2.1. Thí nghiệm mẫu thép

2.2.3. Cường độ tính toán

Cường độ tiêu chuẩn ký hiệu f_y được lấy bằng σ_T với xác suất bảo đảm 95%. Cường độ tính toán f lấy bằng f_y chia cho hệ số an toàn γ_M (hệ số độ tin cậy). Lấy $\gamma_M = 1,1 \div 1,2$ tùy loại thép.

2.2.4. Số hiệu thép xây dựng (mác thép)

Trong kết cấu xây dựng thường chỉ dùng thép các bon thấp và thép hợp kim thấp. Tuy vậy với sự tương đối về khả năng chịu lực có thể chia ra loại có cường độ thường, khá cao và cao.

Thép cường độ thường có $f = 200 \div 280$ MPa, ($\sigma_T = 225 \div 300$ MPa). Đó là các loại thép than thấp có số hiệu CT34, CT38 (có tỷ lệ các bon bằng 34 hoặc 38 phần vạn).

Thép cường độ khá cao có $f = 300 \div 400$ MPa ($\sigma_T = 350 \div 480$ MPa) đó là các loại thép hợp kim thấp, có số hiệu 09Mn2, 10Mn2Si, 10Mn2Si, 10CrSiNiCu.

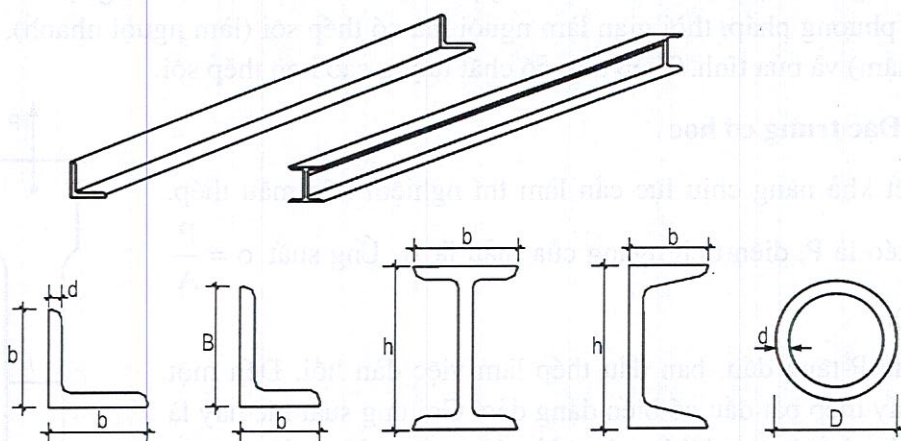
Thép cường độ cao thường là thép hợp kim qua nhiệt luyện, có $f = 400 \div 500$ MPa.

2.2.4. Quy cách thép cán

Từ phôi, thép được cán thành những thanh thép hình, thép ống, thép tấm để làm kết cấu.

2.2.4.1. Thép hình

Đó là những thanh thép có tiết diện ngang các dạng khác nhau như chữ L (thép góc), chữ T, chữ I, chữ C hoặc các dạng phức tạp khác (hình 2.2).



Hình 2.2. Các loại thép cán

Thép hình có thể được dùng riêng từng thanh để làm dầm, cột nhưng thường được liên kết lại thành kết cấu dàn, khung, v.v...

Thép góc có hai loại: đều cạnh và không đều cạnh. Cạnh của thép góc B, b được phân thành nhiều cấp, từ 16mm đến 250mm, chiều dày d từ 3mm đến 28 mm.

Thép góc đều cạnh (TCVN 1656) được ký hiệu: Lb×d hoặc Lb×b×d. Thí dụ L80×6 hoặc L80×80×6.

Thép góc không đều cạnh (TCVN 1657) được ký hiệu LB×b×d, trong đó B là cạnh dài hơn. Thí dụ L100×63×8.

Tỷ lệ giữa B và b vào khoảng 1,5÷1,6.

Thép chữ I có hai loại cánh thường và cánh rộng. Loại cánh thường có tỷ lệ giữa bề rộng cánh b và chiều cao h là $\beta = \frac{b}{h}$ trong khoảng 0,3 ÷ 0,55. Tiêu chuẩn TCVN 1655

chia thép I cánh thường thành 23 cấp (hoặc 23 loại) có chiều cao h từ 10 đến 60cm. Ký hiệu Ih, thí dụ I18, I22. Có một số cấp có chiều dày cánh lớn hơn bình thường, được ký hiệu thêm chữ a, thí dụ I20a có h = 20cm, chiều rộng và chiều dày cánh lớn hơn I20.

Thép I cánh rộng có $\beta = \frac{b}{h} = 1,0 \div 1,2$, thường dùng làm dầm, cột.

Thép chữ C theo TCVN 1654 có 22 cấp với chiều cao h = 5÷40cm, ký hiệu Ch, thí dụ C24. Từ cấp 14 đến 24 có một số được ký hiệu thêm chữ a, đó là thanh có chiều dày cánh hoặc bề rộng cánh lớn hơn thông thường. Thí dụ C20 có bề rộng cánh b = 76mm còn C20a có b = 80mm.

Số liệu về thép cán như: trọng lượng 1m dài, kích thước tiết diện ngang (B, b, h, d) diện tích tiết diện, mômen quán tính theo các trục J_x , J_y , mômen chống uốn W, bán kính quán tính v.v.... được nhà sản xuất cung cấp trong các catalô. Ở phụ lục có cho bảng số liệu thép cán chữ I.

2.2.4.2. Thép ống

Thường có tiết diện vòng khuyên, đường kính ngoài D, chiều dày d. Được chia thành nhiều cấp, ký hiệu OD×d. Cấp bé nhất là O42×2,5, cấp lớn O500×15 (kích thước bằng mm).

Thép ống thường được chế tạo từ loại thép cường độ khá cao và cao, rất cứng, chịu lực khỏe, chống gỉ tốt nhưng rất khó hàn. Thép ống thường dùng cho các kết cấu tháp cao.

Trên thị trường cũng hay gặp các thép ống dạng vuông, chữ nhật. Các loại thép này không dùng cho kết cấu chịu lực, chỉ dùng cho khung cửa, hàng rào, v.v...

2.2.4.3. Thép tấm

Thép tấm được dùng rộng rãi, có thể tạo ra các kết cấu có hình dáng bất kỳ và kích thước thay đổi trong phạm vi rộng. Thép tấm phổ thông có chiều dày 4÷20mm. Loại có chiều dày lớn dùng cho kết cấu đặc biệt. Thép tấm mỏng có chiều dày 0,2 ÷ 4mm dùng để dập thành các thanh thành mỏng.

Thép tấm có thể được dùng từng tấm lớn ghép lại thành kết cấu bản (bể chứa, xilô...) hoặc được cắt thành dải để làm thành kết cấu tổ hợp (dầm, cột...).

2.3. LIÊN KẾT

Để tạo thành kết cấu cần liên kết các thanh thép, bản thép lại với nhau. Hiện nay thường dùng hai phương pháp là liên kết hàn và bulông. Trước đây còn dùng thêm liên kết đinh tán.

2.3.1. Liên kết hàn

2.3.1.1. Các loại hàn

Thông thường dùng hàn hồ quang điện với các cách hàn bằng tay, hàn bán tự động hoặc tự động. Ngoài ra có thể dùng kiểu hàn hơi khi khối lượng hàn bé.

Hàn hồ quang điện bằng tay dùng các que hàn gồm lõi kim loại, được bọc một lớp thuốc hàn ở bên ngoài. Dưới tác dụng của tia lửa điện nóng khoảng 2000°C mép của thanh hoặc tấm thép và của lõi que hàn chảy ra, liên kết với nhau.

Hàn hồ quang điện tự động và bán tự động cũng theo nguyên lý như hàn tay nhưng không dùng que hàn bọc thuốc mà thay bằng cuộn dây lõi hàn. Quá trình hàn được thực hiện bằng máy. Thuốc hàn được rải trên rãnh hàn.

Hàn hơi dùng cách đốt hỗn hợp khí ôxy và axetylen. Các khí này để trong từng bình riêng. Hỗn hợp khí cháy có thể tạo ra nhiệt độ đến 3200°C.

Cường độ tính toán của đường hàn f_w phụ thuộc vào loại que hàn và thép của cấu kiện.

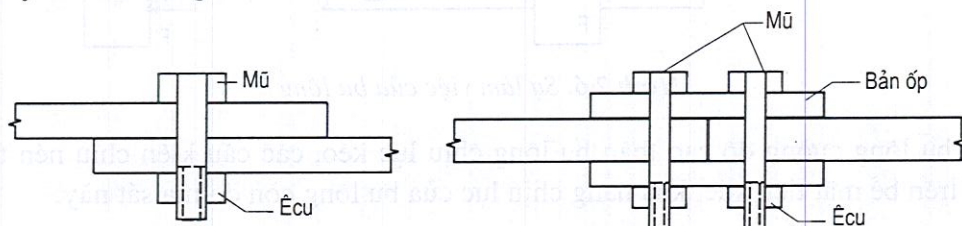
2.3.1.5. Ứng suất hàn và biến hình hàn

Khi hàn xong, do việc mát cấu kiện bị nung nóng lên rồi nguội đi, thép co lại. Sự dãn ra và co lại này có thể không đều làm cho mép cấu kiện bị cong, vênh. Đó là biến hình hàn. Vì cấu kiện đã được hàn, liên kết với nhau nên một phần biến hình hàn bị cản trở, từ đó làm phát sinh ứng suất nội tại trong cấu kiện và trong đường hàn, đó là ứng suất hàn hay còn gọi là ứng suất nhiệt. Trong thi công nên tìm biện pháp giảm biến hình và ứng suất hàn.

2.3.2. Liên kết bu lông

2.3.2.1. Đặc điểm

Liên kết bu lông có thể dùng cho thép tấm và thép thanh. Để liên kết có thể đặt chồng các thanh, tấm lên nhau hoặc đặt đối đầu nhau kết hợp với bản ốp. Tạo lỗ trùng khớp giữa hai cấu kiện, đặt bu lông vào và vặn chặt êcu (đai ốc) (hình 2.5). Để tạo lỗ có thể dùng khoan hoặc đột. Khoan dùng cho mọi cấu kiện, còn đột chỉ dùng cho những cấu kiện có yêu cầu không cao.



Hình 2.5. Liên kết bu lông

2.3.2.2. Các loại bu lông

Cấu tạo bu lông gồm ba phần chính: thân, mũ và êcu. Thân bu lông là đoạn thép tròn, đường kính d có thể từ vài mm đến vài chục mm (với bu lông neo d có thể trên 100mm). Đầu thân bu lông có phần ren dài khoảng $2,5d$ để vặn êcu. Mũ và êcu thường có dạng lục giác hoặc vuông. Thường còn dùng thêm vòng đệm (long đen) đặt giữa mũ, êcu và bề mặt cấu kiện.

Tùy theo yêu cầu và cách chế tạo phân bu lông thành các loại: bu lông thô, bu lông thường, bu lông tinh và bu lông cường độ cao.

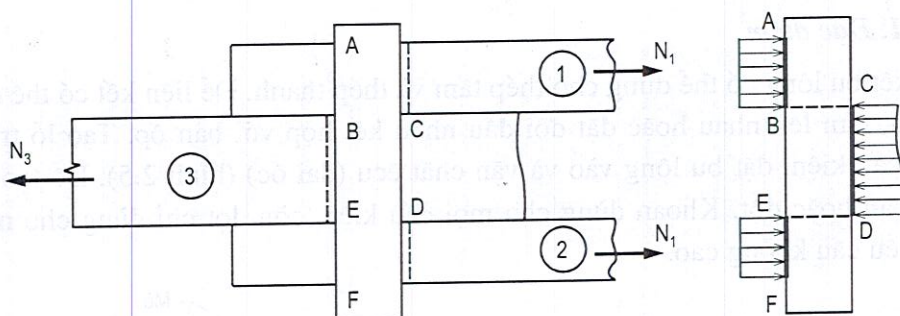
Bu lông thô và bu lông thường được sản xuất từ thép các bon bằng cách rèn, dập, độ chính xác thấp nên đường kính thân phải làm nhỏ hơn đường kính lỗ $2\div 3\text{mm}$. Loại bu lông này chất lượng không cao, liên kết có biến dạng lớn (trượt), chỉ nên dùng cho những kết cấu không quan trọng.

Bu lông tinh được sản xuất bằng cách tiện, độ chính xác cao. Đường kính lỗ lớn hơn đường kính bu lông không quá $0,3\text{mm}$.

Bu lông cường độ cao được làm từ thép hợp kim rồi gia công nhiệt. Nhờ cường độ cao nên có thể vận hành với lực lớn (dùng cờ lê đo lực), xiết thật chặt các bản thép, tạo nên lực ma sát lớn. Các bản thép bị ép còn thân bu lông chịu kéo. Bu lông cường độ cao được dùng rộng rãi trong nhiều công trình.

2.3.2.3. Sự làm việc của liên kết bulông

Khảo sát liên kết trên hình 2.6, các cấu kiện chịu lực kéo N . Cấu kiện 1 và 2 ép sát vào bu lông ở AB và EF, còn cấu kiện 3 ép sát vào bu lông ở mặt CD. Cả bu lông và cấu kiện chịu ép mặt trên các đoạn vừa mô tả. Riêng bu lông còn chịu cắt theo hai tiết diện BC và ED. Khả năng chịu lực của một bu lông T_{bl} bằng giá trị bé hơn trong hai khả năng chịu ép mặt và chịu cắt.



Hình 2.6. Sự làm việc của bu lông

Với bu lông cường độ cao thân bu lông chịu lực kéo, các cấu kiện chịu nén tạo nên ma sát trên bề mặt tiếp xúc, khả năng chịu lực của bu lông còn do ma sát này.

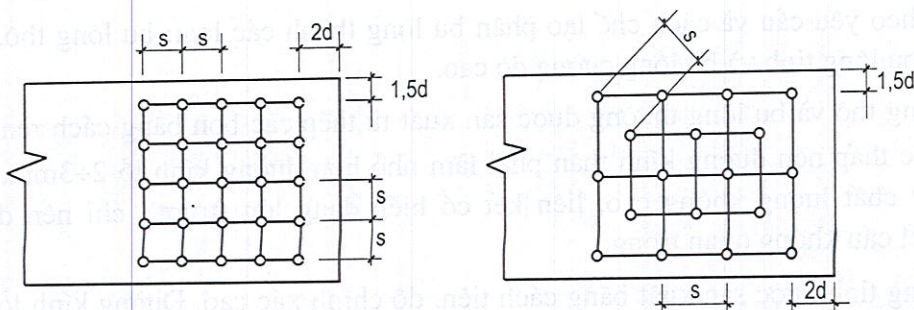
2.3.2.4. Tính toán và cấu tạo bu lông

Số lượng bu lông dùng cho một liên kết là n_{bl} được tính như sau:

$$n_{bl} \geq \frac{N}{T_{bl}} \quad (2.1)$$

N - lực truyền vào liên kết.

Với số lượng n_{bl} cần tiến hành bố trí các bu lông. Có hai cách bố trí: song song và so le (hình 2.7).



Hình 2.7. Bố trí bu lông

Khoảng cách s giữa các bu lông phải thỏa mãn yêu cầu:

$$s_{\min} \leq s \leq s_{\max}$$

$$s_{\min} = (2,5 \div 3)d; s_{\max} = (8 \div 24)d \text{ tùy loại liên kết.}$$

Quy định $s_{\min}$ nhằm bảo đảm độ bền bản thép và không gian để vận hành. Quy định $s_{\max}$ để bảo đảm ổn định phần bản thép giữa hai bu lông và độ chặt của liên kết.

2.4. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CƠ BẢN

2.4.1. Cấu kiện chịu kéo

Cấu kiện thường gặp là các thanh chịu kéo trong dàn, tháp. Thanh chịu kéo có thể bằng thép hình, thép ống hoặc thanh ghép từ hai đến 4 thép góc.

Thanh chịu lực kéo N .

Diện tích tiết diện ngang là A . Điều kiện bảo đảm khả năng chịu lực là:

$$N \leq N_{gh} = \gamma f A \quad (2.2)$$

N_{gh} - khả năng chịu lực;

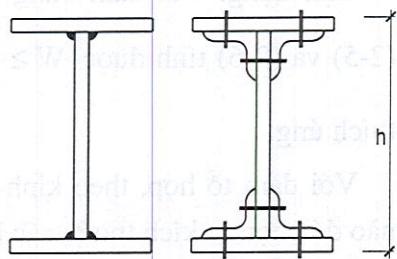
f - cường độ tính toán của thép;

γ - hệ số điều kiện làm việc, thông thường $\gamma = 1$.

2.4.2. Dầm chịu uốn

2.4.2.1. Các loại dầm

Để làm dầm có thể dùng các thanh thép hình tiết diện chữ I, chữ T, chữ L. Với những dầm rất lớn, dùng thép hình không đủ khả năng chịu lực thì làm dầm tổ hợp.



Hình 2.8. Tiết diện dầm tổ hợp

Dầm tổ hợp được cấu tạo từ thép bản cắt thành dải, liên kết lại thành tiết diện chữ I gồm bản bụng và hai bản cánh (hình 2.8). Liên kết giữa các bản có thể bằng hàn hoặc đinh tán (cần dùng thêm thanh ốp bằng thép góc).

Chiều cao tiết diện dầm h thường chọn trong khoảng $\left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{18}\right)l$ với l là nhịp của dầm.

Tính toán dầm theo khả năng chịu lực (chịu mômen uốn và lực cắt) và theo điều kiện hạn chế biến dạng.

2.4.2.2. Tính theo mô men uốn

Tiết diện dầm chịu mômen uốn M . Mômen gây ra ứng suất pháp σ , lớn nhất ở thớ ngoài cùng. Xác định σ theo công thức (2-3), hình 2.9.

$$\sigma = \frac{M}{J_x} y \quad (2-3)$$

J_x - mômen quán tính của tiết diện lấy đối với trục trung hòa đi qua trọng tâm (xem tham khảo A2).

y - khoảng cách từ trục nói trên đến điểm tính σ . Để tính giá trị lớn nhất của σ lấy y bằng y_1 hoặc y_2 (đến mép tiết diện).

Với các thép hình đối xứng, $y_1 = y_2 = 0,5h$. Đặt W gọi là mô men chống uốn:

$$W = \frac{J_x}{0,5h} \quad (2-4)$$

thì có được:
$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} \quad (2-5)$$

Điều kiện về độ bền là:

$$\sigma_{\max} \leq \gamma f \quad (2-6)$$

Vận dụng: Với dầm bằng thép hình, kết hợp

(2-5) và (2-6) tính được $W \geq \frac{M}{\gamma f}$. Tra bảng số liệu về thép hình tìm được số hiệu thép

thích ứng.

Với dầm tổ hợp, theo kinh nghiệm thiết kế hoặc theo một cách tính toán gần đúng nào đó chọn ra kích thước các bản thép, tìm trọng tâm, xác định y_1, y_2 , tính mômen quán tính J_x , tính $\sigma_{\max}$ theo (2-3) hoặc (2-5) và kiểm tra theo điều kiện (2-6).

Thí dụ 2-1. Dầm thép hình chữ I kê lên hai gối tự do, nhịp tính toán $l = 4,8\text{m}$; chịu tải trọng phân bố đều chưa kể trọng lượng dầm là $q_1 = 32\text{kN/m}$. Cường độ tính toán $f = 220\text{MPa}$, hệ số điều kiện làm việc $\gamma = 1$.

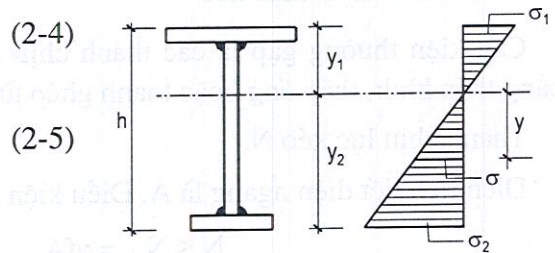
Vì chưa biết cụ thể số liệu dầm nên tạm giả thiết chiều cao dầm $h = \frac{1}{12}l = \frac{4800}{12} = 400\text{mm}$. I40 có trọng lượng mỗi mét dài là $0,57\text{kN/m}$.

Tải trọng toàn bộ: $q = 32 + 0,57 = 32,57\text{ kN/m}$.

Dầm kê hai gối tự do nên: $M = \frac{ql^2}{8} = \frac{32,57 \times 4,8^2}{8} = 93,8\text{kNm}$

$$W = \frac{M}{\gamma f} = \frac{93,8 \times 1000000}{220} = 426370\text{mm}^3 = 426,36\text{cm}^3$$

Theo bảng số liệu, I30 có $W = 472\text{cm}^3$. Có thể dùng I30 trở lên. Tạm chọn I30.



Hình 2.9. Sơ đồ tính ứng suất pháp

Để quyết định chọn thép còn cần phải kiểm tra thêm điều kiện $h \geq h_{\min}$ theo yêu cầu, hạn chế độ võng. Giá trị $h_{\min}$ trình bày ở mục 2.4.2.4.

2.4.2.3. Tính toán theo lực cắt

Ngoài mô men dầm còn chịu lực cắt Q , lực này gây ra ứng suất tiếp τ :

$$\tau_{\max} = \frac{QS_c}{J_x b} \quad (2-7)$$

S_c - mômen tĩnh của một nửa tiết diện đối với trục trung hòa (xem tham khảo A2) và phụ lục về Thép chữ I);

b - bề rộng bụng dầm.

Điều kiện là:

$$\tau_{\max} \leq \gamma f_v \quad (2-8)$$

f_v - cường độ tính toán về chịu cắt của thép.

2.4.2.4. Kiểm tra về biến dạng

Độ võng v của dầm được tính theo công thức:

$$v = \beta \frac{M_c l^2}{E J_x} \quad (2-9)$$

E - môđun đàn hồi của thép. Thép các bon và thép hợp kim thông thường có $E = 200000 \div 210000 \text{ MPa}$. Tích $E J_x$ được gọi là độ cứng chống uốn của dầm.

M_c - mômen uốn cực đại trong dầm, được xác định theo tải trọng tiêu chuẩn (xem mục 1.3.1.4).

β - hệ số. Với dầm kê hai gối tự do, tải trọng phân bố đều $\beta = \frac{5}{48}$. Với dầm

cong $\beta = \frac{1}{4} \div \frac{1}{3}$ tùy dạng tải trọng.

Điều kiện hạn chế độ võng là:

$$v \leq v_{gh} = \frac{l}{r_0} \quad (2-10)$$

$r_0 = \frac{l}{v_{gh}}$ - hệ số giới hạn độ võng, tùy loại dầm và tính chất quan trọng mà lấy

$r_0 = 200 \div 300$. Trường hợp mà độ võng ảnh hưởng lớn đến hoạt động của các thiết bị bên trên dầm cần lấy $r_0 = 500 \div 600$.

Đặt $M_c = \frac{M}{n_{tb}}$ với M - mômen do tải trọng tính toán, n_{tb} - hệ số vượt tải trung bình.

Kết hợp các công thức (2-4), (2-6) với (2-9), (2-10) tìm được:

$$h \geq 2\beta \frac{f}{E} \cdot \frac{r_0 l}{n_{tb}}$$

Hoặc là:
$$h \geq h_{\min} = 2\beta \frac{f}{E} \cdot \frac{r_0 l}{n_{tb}} \quad (2-11)$$

n_{tb} - hệ số vượt tải trung bình, thường lấy: $n_{tb} = 1,15$.

Với dầm kê hai gối tự do $\beta = \frac{5}{48}$ thì $h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{f}{E} r_0 \frac{l}{n_{tb}}$.

Thí dụ 2-2. Với dầm đã cho ở thí dụ 2-1, lấy $r_0 = 300$.

Tìm $h_{\min}$ và tính độ võng v . Số liệu: $f = 220\text{MPa}$, $E = 210000$, $n_{tb} = 1,15$; $l = 4800$.

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{f}{E} r_0 \frac{l}{n_{tb}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{220}{210000} \cdot 300 \cdot \frac{4800}{1,15} = 273\text{mm}$$

Trong thí dụ 2-1 đã tạm chọn I30 có $h = 300\text{mm} > h_{\min}$.

Tính độ võng. Tải trọng tiêu chuẩn (chưa kể trọng lượng bản thân dầm):

$$q_{lc} = \frac{q_l}{n_{tb}} = \frac{32}{1,15} = 27,82 \text{ kN/m}.$$

Dầm I30 có trọng lượng bản thân $0,365 \text{ kN/m}$.

$$q_c = 27,82 + 0,365 = 28,185 \text{ kN/m}$$

$$M_c = \frac{q_c l^2}{8} = \frac{28,185 \times 4,8^2}{8} = 81,17 \text{ kNm}$$

Thép I30 tra bảng có $J_x = 7080\text{cm}^4 = 7080 \times 10000\text{mm}^4$.

$$v = \beta \frac{M_c}{EJ_x} l^2 = \frac{5}{48} \times \frac{81,17 \times 1000000 \times 4800 \times 4800}{210000 \times 7080 \times 10000} = 13\text{mm}$$

$$v_{gh} = \frac{1}{300} l = \frac{1}{300} \times 4800 = 16\text{mm}. \text{ Thỏa mãn } v < v_{gh}.$$

2.4.3. Cấu kiện chịu nén

2.4.3.1. Các loại cấu kiện chịu nén

Cấu kiện chịu nén thường gặp là các loại cột, các thanh chịu nén trong kết cấu dàn và tháp. Cột thép thường thấy trong các nhà công nghiệp, cửa đường dây điện, cột đỡ đường ống v.v...

Cấu kiện chịu nén có hai dạng tiết diện: đặc và rỗng.

Tiết diện đặc có thể là các thép hình, thép ống hoặc tổ hợp từ thép bản.

Cấu kiện tiết diện rỗng cấu tạo từ các thanh dọc và ngang. Thanh dọc (thanh cánh) thường bằng bốn thép chữ L đặt ở bốn góc, hai thanh chữ I hoặc L đặt song song. Thanh ngang (thanh bụng) là các bản thép đặt theo phương ngang và xiên (xem tham khảo B2).

2.4.3.2. Sự làm việc

Cấu kiện chịu tác dụng của một lực nén N , ngoài ra trên các tiết diện còn có thể có mômen uốn M .

Khi chỉ chịu lực N ($M = 0$) có trường hợp nén đúng tâm.

Khi vừa chịu N và M có nén lệch tâm.

Xét sự làm việc của cấu kiện chịu nén cần quan tâm đến độ mảnh của nó. Ký hiệu độ mảnh là λ .

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (2-12)$$

l_0 - chiều dài tính toán của cấu kiện, $l_0 = \psi l$ với l là chiều dài thực tế, ψ là hệ số phụ thuộc liên kết ở hai đầu ($\psi = 0,5 \div 2$, xem thêm mục 3.5.2);

i - bán kính quán tính của tiết diện:

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}} \quad (2-13)$$

J - mômen quán tính;

A - diện tích tiết diện.

Cấu kiện có độ mảnh λ lớn, khi chịu nén có thể bị cong, gọi đó là hiện tượng uốn dọc, làm giảm khả năng chịu lực. Trong tính toán cần kể đến hiện tượng này, gọi là điều kiện về ổn định.

2.4.3.3. Tính toán cấu kiện tiết diện đặc nén đúng tâm

Cần tính toán kiểm tra theo hai điều kiện:

a) Điều kiện về độ bền:

$$\sigma = \frac{N}{A_{th}} \leq \gamma f \quad (2-14)$$

b) Điều kiện về ổn định:

$$\frac{N}{\varphi A_{ng}} \leq \gamma f \quad (2-15)$$

A_{th} và A_{ng} - diện tích tiết diện thực và tiết diện nguyên;

A_{th} là bằng A_{ng} trừ đi các chỗ giảm yếu (do bị khoan lỗ, bị cắt bỏ một phần vì lý do nào đó);

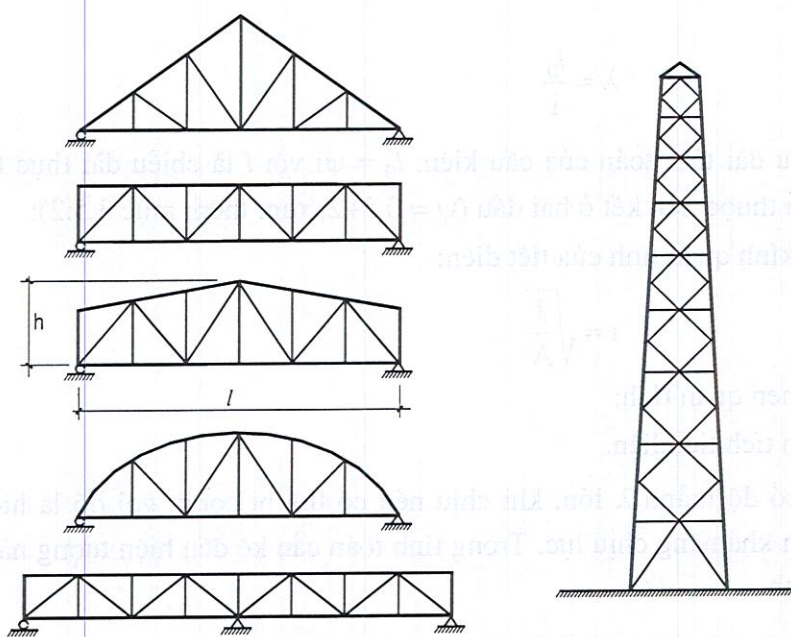
$\varphi \leq 1$ - hệ số giảm khả năng chịu lực do ảnh hưởng của uốn dọc, gọi tắt là hệ số uốn dọc. Hệ số φ được cho trong các bảng phụ thuộc vào độ mảnh λ hoặc được tính toán theo công thức (xem tham khảo B3).

(Thí dụ tính toán - xem tham khảo B4).

2.5. KẾT CẤU DÀN THÉP

2.5.1. Các loại dàn

Dàn là kết cấu rỗng gồm các thanh liên kết với nhau. Chỗ các đầu thanh chạm vào nhau gọi là nút dàn. Dàn thép thường ở dạng nằm ngang, đặt lên các gối tựa. Kết cấu tháp cũng là một loại dàn đặt đứng liên kết vào móng.



Hình 2.10. Các loại dàn

Về hình dạng, dàn có các loại: dàn tam giác, dàn song song, dàn hình thang, dàn cánh cong (hình 2.10).

Về sơ đồ, có dàn phẳng, dàn không gian.

Về quy mô chia ra dàn nhẹ, dàn bình thường, dàn nặng.

Trong mục này chủ yếu trình bày về dàn phẳng, bình thường.

2.5.2. Kích thước dàn

Dàn bình thường có nhịp l trong khoảng $12 \div 36\text{m}$ (cũng có thể bé hơn hoặc lớn hơn).

Chọn hình dạng dàn tùy theo yêu cầu, nhiệm vụ cụ thể của nó. Dàn để làm kết cấu mái nhà thường có dạng tam giác (mái dốc) hoặc hình thang (mái bằng).

Theo chiều dài, dàn tam giác và cánh cong chỉ làm một nhịp hoặc từng nhịp riêng rẽ kê tự do lên hai gối tựa. Dàn song song và hình thang có thể làm một nhịp, tĩnh định hoặc nhiều nhịp, liên tục.

Chiều cao dàn h nên chọn như sau:

Với dàn tam giác h phụ thuộc độ dốc mái, tuy vậy cần lấy $h \geq \frac{1}{4}l$.

Với dàn song song, hình thang: $h = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{8}\right)l$.

Trường hợp dàn liên tục có thể chọn h bé hơn.

2.5.3. Thanh dàn

Các thanh ở mặt trên và dưới gọi là *thanh cánh*.

Thanh đứng và xiên liên kết với thanh cánh gọi là *thanh bụng*.

Trong dàn phẳng bình thường các thanh được cấu tạo chủ yếu bằng hai thép góc ghép lại, các thanh cánh thường ghép theo cạnh, các thanh bụng có thể ghép theo cạnh hoặc theo sống (hình 2.11).

Hình 2.11. Tiết diện thanh dàn ghép bằng thép góc

Chọn tiết diện thanh dàn cần dựa vào việc tính toán nội lực.

Thanh dàn thường chịu kéo hoặc nén, diện tích tiết diện A được tính toán hoặc kiểm tra theo điều kiện (2-2) hoặc (2-13), (2-14). Ngoài ra tiết diện thanh dàn còn được xác định theo điều kiện hạn chế độ mảnh $\lambda_{\max}$.

$$\lambda_{\max} = \frac{l_0}{i_{\min}} \leq \lambda_{gh} \quad (2-16)$$

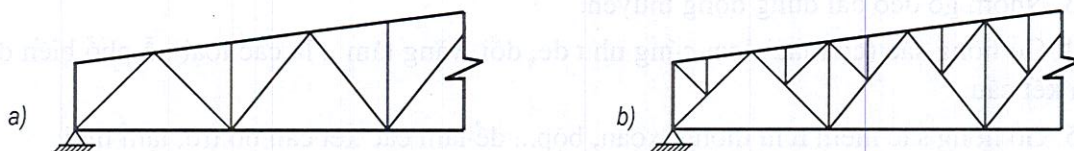
λ_{gh} - trị số giới hạn của độ mảnh. Với thanh chịu nén $\lambda_{gh} = 120 \div 150$. Thanh chịu kéo $\lambda_{gh} = 400$;

l_0 - chiều dài tính toán thanh dàn;

$i_{\min}$ - bán kính quán tính bé nhất của tiết diện, xem công thức (2-13).

2.5.4. Hệ thanh bụng phân nhỏ

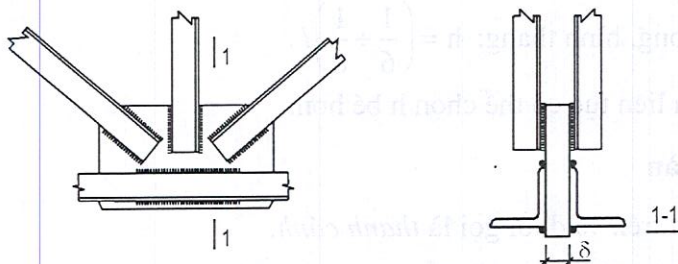
Khi chiều dài các thanh cơ bản của dàn khá lớn có thể dùng thêm hệ thanh bụng phân nhỏ. Hình 2.12a thể hiện một phần dàn gồm các thanh cơ bản, hình 2.12b cũng phần dàn ấy có thêm thanh bụng phân nhỏ. Dùng thanh phân nhỏ chủ yếu là để tăng ổn định cho các thanh dàn chịu nén bằng cách làm giảm chiều dài.



Hình 2.12. Hệ thanh bụng phân nhỏ

2.5.5. Nút dãn

Trục các thanh đồng qui tại nút dãn. Nút được cấu tạo bằng một bản thép gọi là bản mã. Chiều dày bản mã δ chính bằng khe hở giữa hai thép góc tạo thành thanh dãn (xem hình 2.11). Chọn δ phụ thuộc vào nội lực lớn nhất trong các thanh bụng. Hình dáng và kích thước bản mã được xác định dựa vào số đầu mút các thanh quy tụ vào và chiều dài đường hàn (hình 2.13).



Hình 2.13. Nút dãn

2.5.6. Dàn nhẹ và dàn nặng

Dàn nhẹ có nhịp bé, tải trọng nhỏ. Thanh dãn thường chỉ cần dùng một thép góc, nút dãn được cấu tạo đơn giản bằng bản mã đặt một bên hoặc có thể không cần bản mã mà hàn trực tiếp đầu thanh bụng vào thanh cánh.

Dàn nặng có nhịp rất lớn, tải trọng nặng (thường là dàn cầu), thanh dãn là thanh đặc làm bằng thép chữ I, chữ L hoặc thanh rỗng ghép từ bốn thép góc. Mỗi nút dãn được cấu tạo bằng hai bản mã đặt hai bên.

2.6. KẾT CẤU GỖ

2.6.1. Vật liệu gỗ xây dựng

Gỗ có nhiều loại, được đặt tên theo loài cây, thí dụ gỗ lim, táu, trắc, mun, pomu, de, dổi, chò chỉ, vàng tâm, thông, xoan, v.v...

Theo tính chất gỗ được phân thành các nhóm:

1. Gỗ quý, có màu đẹp, có hương thơm, không bị mối mọt. Gỗ nhóm này thường chỉ dùng làm đồ mỹ nghệ, trang trí.
2. Gỗ thiết mộc, cứng, nặng, ít bị mối mọt, độ bền cao, gồm các loại như đinh, lim, sến, táu, nghiến... thường để làm đồ nội thất (giường, tủ, bàn...), có thể dùng làm kết cấu chính chịu lực.
3. Nhóm gỗ dẻo dai dùng đóng thuyền.
4. Gỗ hồng sắc (có màu) loại cứng như de, dổi, vàng tâm... là các loại gỗ phổ biến để làm kết cấu.
5. Gỗ hồng sắc mềm như thông, xoan, bộp... để làm các kết cấu hỗ trợ, tạm thời.
- 6, 7, 8. Gỗ tạp, chủ yếu để làm bột giấy.

Vật liệu gỗ có ưu điểm là nhẹ, dễ chế tạo. Nhược điểm là không đồng nhất (ngang thớ, dọc thớ, mắt gỗ...) có thể bị cong vênh, bị mục, mối, mọt, cháy.

Trong xây dựng truyền thống của dân tộc gỗ được dùng khá phổ biến để làm nhà ở, đình chùa, cung điện, cầu v.v... Ngày nay việc dùng gỗ để làm nhà và các công trình khác đã bị thu hẹp nhiều.

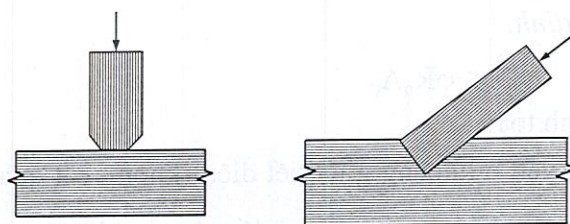
2.6.2. Tính chất cơ học của gỗ

Làm thí nghiệm các mẫu để xác định cường độ của gỗ về kéo, nén, uốn, cắt, ép mặt. Mỗi loại cường độ lại được xét theo phương dọc thớ và ngang thớ. Riêng cường độ chịu ép mặt còn xét thêm phương xiên thớ (hình 2.14).

Về kéo, nén, uốn cường độ dọc thớ lớn hơn nhiều so với ngang thớ. Từ thí nghiệm mẫu tìm được cường độ tiêu chuẩn R_{lc} . Từ cường độ tiêu chuẩn lại định ra cường độ tính toán R .

Gỗ hồng sắc nhóm 4 có cường độ tính toán về kéo, nén, uốn trong khoảng $10 \div 16 \text{ MPa}$. R của gỗ nhóm 2 có thể đạt trên 20 MPa .

Môđun đàn hồi của gỗ E_g trong khoảng $10000 \div 15000 \text{ MPa}$.



Hình 2.14. Ép mặt của gỗ (dọc, ngang, xiên thớ)

Cường độ của gỗ chịu ảnh hưởng của độ ẩm của gỗ và nhiệt độ môi trường. Độ ẩm và nhiệt độ tăng lên đều làm giảm R .

Lấy độ ẩm 18% làm mốc chuẩn, ứng với nó có $R_{18\%}$. Với độ ẩm $w\%$, cường độ là R_w .

$$R_w = \frac{R_{18\%}}{1 + \alpha(w - 18)} \quad (2-17)$$

α - hệ số phụ thuộc vào trạng thái chịu lực, thay đổi trong khoảng $0,015 \div 0,05$.

Lấy nhiệt độ 20°C làm mốc chuẩn, ứng với nó có cường độ R_{20} . Ở nhiệt độ T độ có R_T .

$$R_T = R_{20} - \beta (T - 20) \quad (2-18)$$

β - hệ số, tùy thuộc trạng thái chịu lực, thay đổi trong khoảng

$$(0,3 \div 0,5) \frac{\text{kG}}{\text{cm}^2 \cdot \text{độ}} = (0,03 \div 0,05) \frac{\text{MPa}}{\text{độ}}. \text{ (Lấy giá trị } \beta \text{ phụ thuộc vào đơn vị}$$

tính của R_T, R_{20}).

2.6.3. Tính toán các cấu kiện

2.6.3.1. Cấu kiện chịu kéo

Tính toán cấu kiện chịu kéo theo điều kiện:

$$N \leq m_K R_K A_{th} \quad (2-19)$$

N - lực kéo tính toán;

R_K - cường độ tính toán về kéo dọc thớ ($R_K = 10\text{MPa}$);

m_K - hệ số điều kiện làm việc, $m_K = 0,8 \div 1$;

A_{th} - diện tích thực của tiết diện ngang (đã trừ khi phần giảm yếu do bị khoan, đục, cưa, cắt...).

2.6.3.2. Cấu kiện nén đúng tâm

Cấu kiện chỉ chịu lực nén N , được tính toán kiểm tra theo hai điều kiện:

a) Điều kiện cường độ:

$$N \leq m R_n A_{th} \quad (2-20)$$

R_n - cường độ tính toán về nén ($R_n = 10 \div 13\text{MPa}$);

A_{th} - diện tích thực.

b) Điều kiện về ổn định:

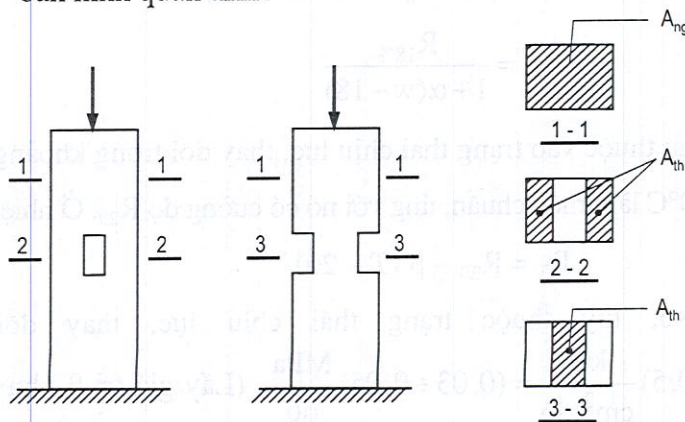
$$N \leq \varphi R_n A_0 \quad (2-21)$$

A_0 - diện tích tính toán.

Nếu phần giảm yếu ở khoảng giữa tiết diện (không cắt qua mép (hình 2.15a) mà $A_{th} \geq 0,75A_{ng}$ thì $A_0 = A_{ng}$. Khi $A_{th} < 0,75A_{ng}$ lấy $A_0 = \frac{4}{3} A_{th}$.

A_{ng} - diện tích nguyên của tiết diện (không bị giảm yếu).

$\varphi \leq 1$ - hệ số uốn dọc được xác định theo độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{i}$ với l_0 là chiều dài tính toán, i - bán kính quán tính.



Hình 2.15. Sự giảm yếu, diện tích nguyên và thực

Khi $\lambda \geq 75$ tính $\varphi = \frac{3100}{\lambda^2}$.

$\lambda < 75$ tính $\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2$.

Độ mảnh của cấu kiện chịu nén không được lớn hơn λ_{gh} .

- Cấu kiện chịu nén chính: $\lambda_{gh} = 120$.

- Các thanh giằng: $\lambda_{gh} = 200$.

2.6.3.3. Dầm uốn phẳng

Uốn phẳng là khi mô men uốn tác dụng trong mặt phẳng đối xứng của dầm. Tính toán dầm về khả năng chịu uốn, chịu cắt và kiểm tra độ võng tương tự như đối với dầm thép, trong đó dùng cường độ tính toán và mô đun đàn hồi của gỗ.

2.6.3.4. Dầm uốn xiên

Dầm gỗ thường gặp dạng uốn xiên, đó là khi mômen uốn M không nằm trong mặt phẳng đối xứng của dầm (mặt phẳng chứa trục dầm và trục đối xứng của tiết diện).

Uốn xiên xảy ra trong xà gồ của mái dốc (hình 2.16).

Tải trọng q thẳng đứng gây ra mômen uốn M . Có thể phân M thành hai thành phần:

$$M_x = M \cos \alpha; \quad M_y = M \sin \alpha \quad (2-22)$$

α - góc nghiêng của mái.

Điều kiện về cường độ là:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq m R_u \quad (2-23)$$

R_u - cường độ tính toán về uốn dọc thớ, $R_u = (13 \div 16 \text{ MPa})$.

W_x, W_y - mômen chống uốn theo hai phương:

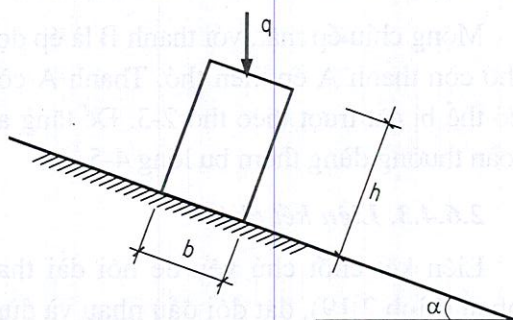
$$W_x = \frac{bh^2}{6}; \quad W_y = \frac{hb^2}{6} \quad (2-24)$$

Độ võng của dầm cũng được tính theo hai phương là $v_x; v_y$

$$v_x = \beta \frac{M_x}{E_g J_x} l^2; \quad v_y = \beta \frac{M_y}{E_g J_y} l^2$$

Độ võng tổng hợp là v :

$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (2-25)$$



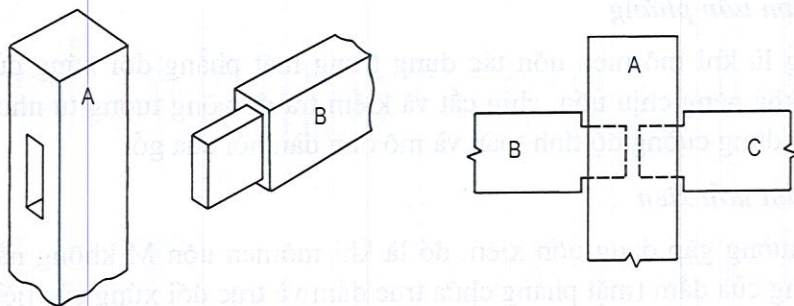
Hình 2.16. Mặt cắt ngang dầm bị uốn xiên

2.6.4. Liên kết cấu kiện gỗ

Liên kết cấu kiện gỗ có nhiều dạng: mộng truyền thống, mộng tỳ đầu, chốt, dán.

2.6.4.1. Mộng truyền thống

Khi cần liên kết cấu kiện A và B có trục vuông góc hoặc xiên góc thường dùng mộng truyền thống. Gia công cấu kiện A (đục) thành lỗ mộng hoặc rãnh mộng, gia công đầu cấu kiện B thành đầu mộng. Liên kết đầu mộng vào lỗ mộng. Để tăng độ tin cậy thường kết hợp dùng thêm keo dán giữa đầu và lỗ mộng, dùng thêm các chốt xuyên qua đầu mộng.



Hình 2.17. Sơ đồ mộng truyền thống

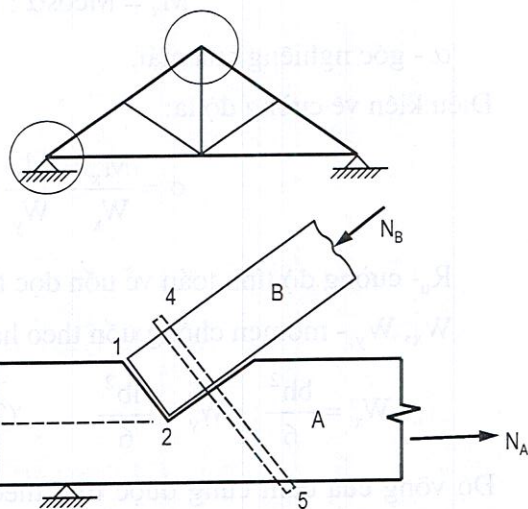
Khi chỉ ghép B với A mộng có thể làm xuyên suốt. Khi cần ghép hai cấu kiện B và C vào A trên cùng một mức thì lỗ mộng xuyên suốt nhưng đầu mộng chỉ vào được một phần, lúc này cần tạo thêm các biện pháp chốt để giữ mộng được ổn định.

2.6.4.2. Mộng tỳ đầu

Đó là liên kết thường gặp trong kết cấu dàn gỗ (hình 2.18).

Thanh xiên B chịu lực nén N_B tỳ đầu lên một phần của thanh A theo mặt 1-2.

Mộng chịu ép mặt, với thanh B là ép dọc thớ còn thanh A ép xiên thớ. Thanh A còn có thể bị cắt trượt theo thớ 2-3. Để tăng an toàn thường dùng thêm bu lông 4-5.



Hình 2.18. Mộng tỳ đầu

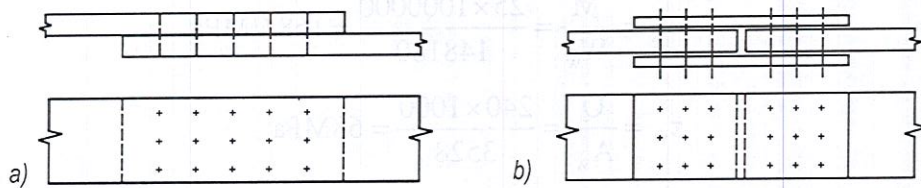
2.6.4.3. Liên kết chốt

Liên kết chốt chủ yếu để nối dài thanh gỗ. Có thể đặt hai đoạn cần nối chồng lên nhau (hình 2.19), đặt đối đầu nhau và dùng thêm bản ốp ở hai bên (hình 2.19b).

Bản ốp có thể bằng gỗ hoặc bằng thép.

Chốt có thể là đinh (đóng), bu lông (vặn, siết) hoặc bằng gỗ.

Sự làm việc và tính toán, bố trí chốt tương tự như liên kết bu lông thường trong kết cấu thép. Riêng trạng thái làm việc của chốt còn xét thêm sự uốn của nó. Lấy khả năng chịu lực bằng giá trị bé nhất trong ba khả năng: chịu ép mặt của gỗ, chịu cắt và chịu uốn của chốt.



Hình 2.19. Liên kết chốt

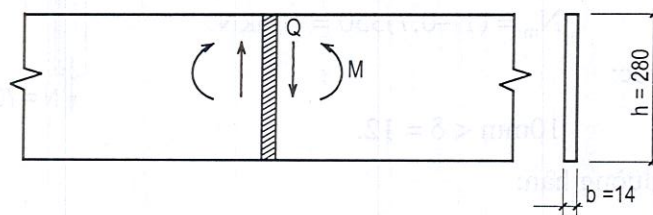
2.6.5. Kết cấu liên hợp gỗ thép

Trong một số kết cấu dàn (vì kèo) có thể dùng kết hợp gỗ và thép. Thanh cánh thượng và các thanh bụng chịu nén được làm bằng gỗ. Thanh cánh hạ và các thanh bụng chịu kéo làm bằng thép. Có thể dùng các thanh thép góc hoặc thép tròn.

PHẦN THAM KHẢO B

B1. Thí dụ tính toán đường hàn

Thí dụ 1. Hàn đối đầu hai bản thép có tiết diện: $h = 280$; $b = 14$ mm. Tại chỗ hàn có nội lực gồm mômen uốn $M = 25$ kNm, lực cắt $Q = 240$ kN. Thép có cường độ tính toán $f = 210$ MPa, hàn tay, dùng que hàn N42, hệ số điều kiện làm việc $\gamma = 1$. Yêu cầu kiểm tra cường độ đường hàn.



Đường hàn vuông góc chịu đồng thời M và Q , cần kiểm tra theo điều kiện:

$$\sigma_{td} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15f_w\gamma$$

f_w - cường độ tính toán của đường hàn. Với que hàn N42 có độ bền kéo 410 MPa lớn hơn so với thép cơ bản nên lấy $f_w = f = 210$.

Kích thước đường hàn, bề rộng lấy bằng 14mm. Chiều cao h_w lấy bằng:

$$h - 2b = 280 - 2 \times 14 = 252\text{mm}.$$

Diện tích đường hàn: $A_w = b h_w = 14 \times 252 = 3528 \text{ mm}^2$

Mômen chống uốn: $W_w = \frac{b h_w^2}{6} = \frac{14 \times 252^2}{6} = 148180 \text{ mm}^3$

$$\sigma_w = \frac{M}{W_w} = \frac{25 \times 1000000}{148180} = 168,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_w = \frac{Q}{A_w} = \frac{240 \times 1000}{3528} = 68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{td} = \sqrt{168,7^2 + 3 + 68^2} = 206 \text{ MPa}$$

$$1,15 f_w \gamma = 1,15 \times 210 = 241 \text{ MPa}$$

Thỏa mãn điều kiện $\sigma < 1,15 f_w \gamma$.

Thí dụ 2. Thanh dầm gồm hai thép góc đều cạnh L100×10 được hàn với bản thép dày $\delta = 12 \text{ mm}$ (bản mã ở nút dầm). Thanh chịu lực kéo $N = 700 \text{ kN}$. Cường độ thép $f = 210 \text{ MPa}$. Dùng que hàn E430, hàn tay. Yêu cầu thiết kế đường hàn.

Hàn thép góc vào bản thép bằng hai đường hàn, ở mép và ở sống. Lực phân phối cho đường hàn sống, với thép góc đều cạnh là $k = 0,7$. Mỗi thanh thép chịu lực kéo:

$$\frac{N}{2} = 350 \text{ kN}.$$

Lực tác dụng vào đường hàn sống:

$$N_s = 0,7 \times 350 = 245 \text{ kN}$$

Lực vào đường hàn mép:

$$N_m = (1 - 0,7) 350 = 105 \text{ kN}.$$

Chiều dày thép góc:

$$10 \text{ mm} < \delta = 12.$$

Chọn chiều cao đường hàn:

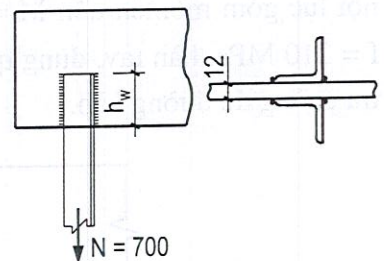
$$h_f \leq 1,2 \delta_{\min} = 1,2 \times 10 = 12. \text{ Lấy } h_f = 12.$$

Chiều dài đường hàn sống l_w xác định theo công thức:

$$l_w = \frac{N_s}{(\beta_f f_w) h_f \gamma}$$

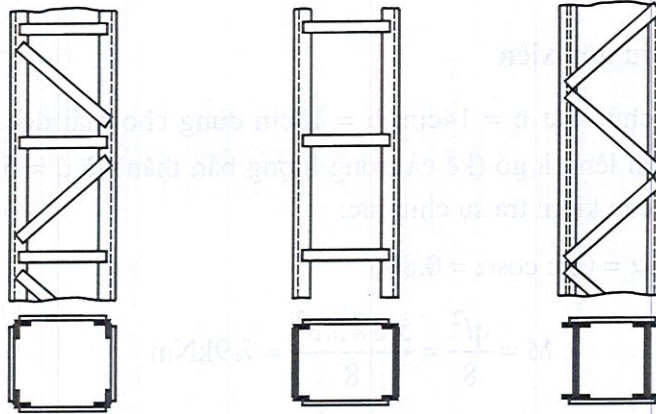
Hàn tay: $\beta_f = 0,7$; Với que hàn E430, giá trị $f_w = 180 \text{ MPa}$.

$$l_w = \frac{245 \times 1000}{0,7 \times 180 \times 12} = 162 \text{ mm}$$



B2. Các dạng cột rỗng

Hình vẽ thể hiện ba đoạn cột rỗng: 1 - cột dùng 4 thép góc, các thanh bụng ngang và xiên, 2 - cột dùng hai thép chữ U với các bản thép ngang; 3 - cột dùng hai thép chữ I với các bản thép xiên.



B3. Công thức tính hệ số uốn dọc φ

Tính: $\lambda_0 = \lambda \sqrt{f/E}$ gọi là độ mảnh quy ước.

Khi: $0 < \lambda_0 < 2,5$ dùng công thức (a):

$$\varphi = 1 - (0,073 - 5,53f/E) \lambda_0 \sqrt{\lambda_0} \quad (a)$$

Khi: $2,5 < \lambda_0 < 4,5$ dùng công thức (b):

$$\varphi = 1,47 - 13 \frac{f}{E} - \left(0,371 - 27,3 \frac{f}{E} \right) \lambda_0 + \left(0,0275 - 5,53 \frac{f}{E} \right) \lambda_0^2 \quad (b)$$

Khi: $\lambda_0 > 4,5$ dùng công thức (c):

$$\varphi = \frac{332}{\lambda_0^2 (51 - \lambda_0)} \quad (c)$$

Thí dụ: Thanh thép hình I22, chiều dài tính toán $l_0 = 2,6\text{m}$. Thép có cường độ tính toán $f = 230\text{MPa}$, mô đun đàn hồi $E = 210000$. Tính hệ số uốn dọc φ .

Thép I22, tra bảng có bán kính quán tính theo hai phương là: $i_x = 9,13\text{cm}$; $i_y = 2,27\text{cm} = 22,7\text{mm}$.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{2600}{22,7} = 114,5 < \lambda_{\text{gh}} = 120$$

$$\lambda_0 = \lambda \sqrt{\frac{f}{E}} = 114,5 \sqrt{\frac{230}{210000}} = 3,79$$

$2,5 < \lambda_0 < 4,5$, dùng công thức (b) với: $\frac{f}{E} = \frac{230}{210000} = 0,0011$

$$\varphi = 1,47 - 13 \times 0,0011 - (0,371 - 27,3 \times 0,0011 \times 3,79 + (0,0275 - 5,53 \times 0,0011) 3,79 \times 3,79$$

$$\varphi = 0,471.$$

B4. Xà gồ gỗ chịu uốn xiên

Xà gồ tiết diện chữ nhật $b = 14\text{cm}$; $h = 18\text{cm}$ dùng cho mái dốc, góc nghiêng $\alpha = 30^\circ$. Tải trọng truyền lên xà gồ (kể cả trọng lượng bản thân) là $q = 5,8\text{kN/m}$. Nhịp tính toán $l = 3,3\text{m}$. Yêu cầu kiểm tra sự chịu lực:

Góc $\alpha = 30^\circ$, $\sin \alpha = 0,5$; $\cos \alpha = 0,866$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,8 \times 3,3^2}{8} = 7,9\text{kNm}$$

$$M_x = M \cos \alpha = 7,9 \times 0,866 = 6,84\text{ kNm}.$$

$$M_y = M \sin \alpha = 7,9 \times 0,5 = 3,95$$

Mômen chống uốn theo hai phương:

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{14 \times 18^2}{6} = 756\text{cm}^3 = 756000\text{mm}^3$$

$$W_y = \frac{hb^2}{6} = \frac{18 \times 14^2}{6} = 588\text{cm}^3 = 588000\text{mm}^3$$

Điều kiện bền:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{6,84 \times 1000000}{756000} + \frac{3,95 \times 1000000}{588000} = 15,7\text{MPa}$$

Cường độ tính toán về uốn của gỗ: $mR_u = 16\text{MPa}$.

Thỏa mãn điều kiện $\sigma < mR_u$.

Kiểm tra độ võng: Lấy hệ số vượt tải trung bình $n_{tb} = 1,10$.

$$M_{cx} = \frac{6,84}{1,1} = 6,22; \quad M_{cy} = \frac{3,95}{1,1} = 3,59$$

Mômen quán tính theo hai phương:

$$J_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{14 \times 18^3}{12} = 6804\text{cm}^4 = 6804000\text{mm}^4$$

$$J_y = \frac{hb^3}{12} = \frac{18 \times 14^3}{12} = 4116\text{cm}^4 = 4116000\text{mm}^4$$

Môđun đàn hồi của gỗ: $E_g = 12000 \text{ MPa}$.

Độ võng theo hai phương:

$$v_x = \frac{5}{48} \times \frac{M_{cx}}{E_g J_x} l^2 = \frac{5}{48} \times \frac{6,22 \times 1000000}{12000 \times 68040000} \times 3300 \times 3300 = 8,64 \text{ mm}$$

$$v_y = \frac{5}{48} \times \frac{M_{cy}}{E_g J_y} l^2 = \frac{5}{48} \times \frac{3,59 \times 1000000}{12000 \times 41160000} \times 3300 \times 3300 = 8,24 \text{ mm}$$

$$\text{Độ võng toàn phần: } v = \sqrt{8,64^2 + 8,24^2} = 12 \text{ mm}$$

B5. Dầm thép chịu uốn xiên

Xà gỗ bằng thép I16 dùng cho mái dốc $\alpha = 30^\circ$. Nhịp tính toán $l = 3,6 \text{ m}$. Tải trọng $q = 6,2 \text{ kN/m}$. Yêu cầu tính toán ứng suất và độ võng.

Số liệu: I16 có $h = 160 \text{ mm}$; $b = 81 \text{ mm}$; $J_x = 873 \text{ cm}^4$; $W_x = 109 \text{ cm}^3$; $J_y = 58,6 \text{ cm}^4$:

$$W_y = \frac{2J_y}{b} = \frac{2 \times 58,6}{8,1} = 14,47 \text{ cm}^3$$

Môđun đàn hồi: $E = 210000 \text{ MPa}$.

Tính ứng suất:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,2 \times 3,6 \times 3,6}{8} = 10,04 \text{ kNm}$$

$$M_x = M \cos \alpha = 10,04 \times 0,866 = 8,7 \text{ kNm}$$

$$M_y = M \sin \alpha = 10,04 \times 0,5 = 5,02 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{8,7 \times 1000000}{109 \times 1000} + \frac{5,02 \times 1000000}{14,47 \times 1000} = 425 \text{ MPa}$$

Tính độ võng với:

$$n_{tb} = 1,1; M_{cx} = \frac{8,7}{1,1} = 7,91; M_{cy} = \frac{5,02}{1,1} = 4,56$$

$$v_x = \beta \frac{M_{cx} l^2}{E J_x} = \frac{5}{48} \times \frac{7,91 \times 1000000 \times 3600 \times 3600}{210000 \times 873 \times 10000} = 5,82 \text{ mm}$$

$$v_y = \frac{5}{48} \times \frac{4,56 \times 1000000 \times 3600 \times 3600}{210000 \times 58,6 \times 10000} = 50 \text{ mm}$$

$$v = \sqrt{5,82^2 + 50^2} = 50,3 \text{ mm}$$

Nhận xét: cả ứng suất σ và độ võng v đều quá lớn, dầm không thể chịu lực và làm việc bình thường. Cần chọn lại tiết diện lớn hơn và kiểm tra lại.

B6. Thí dụ tính toán cấu kiện thép nén đúng tâm

Thanh thép cho ở thí dụ B3, ở phần bụng bị khoan hai lỗ đường kính 16mm. Lực nén tính toán $N = 320 \text{ kN}$. Yêu cầu tính toán kiểm tra.

Thép I22, tra bảng có được diện tích tiết diện nguyên $A = A_{ng} = 30,6 = 3060 \text{ mm}^2$. Chiều dày bản bụng $d = 5,4 \text{ mm}$. Diện tích giảm yếu do hai lỗ khoan cùng trên một hàng ngang.

$$A_{gy} = 2 \times 5,4 \times 16 = 173 \text{ mm}^2$$

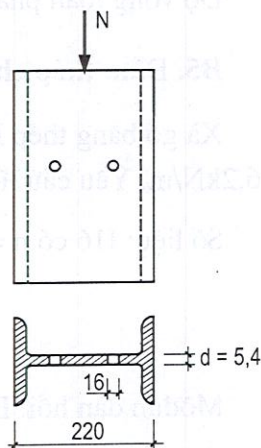
$$\text{Diện tích thực: } A_{th} = A_{ng} - A_{gy} = 3060 - 173 = 2887 \text{ mm}^2$$

$$\text{Điều kiện về độ bền: } \sigma = \frac{N}{A_{th}} = \frac{320 \times 1000}{2887} = 110,8 \text{ MPa}$$

Thỏa mãn $\sigma < \gamma_f = 230$.

Điều kiện về ổn định. Đã tính được hệ số uốn dọc $\varphi = 0,471$

$$\frac{N}{\varphi A_{ng}} = \frac{320000}{0,471 \times 3060} = 222 \text{ MPa} < \gamma_f = 230$$



B7. Kết cấu gỗ nghệ thuật

Nhiều đình, chùa, một số nhà, dinh thự bằng kết cấu gỗ được xây dựng hàng mấy trăm năm trước đây còn lại là những công trình nghệ thuật. Nét nghệ thuật chủ yếu là các hình chạm khắc trên các xà, các đầu đao bằng gỗ. Các nghệ nhân, thợ thủ công đời trước đã để lại những tác phẩm nghệ thuật thể hiện các hoa văn, các linh vật như rồng phượng, các cảnh sắc thiên nhiên hoặc hoạt động của nhân dân.

Nhờ tính chất dễ gia công mà kết cấu gỗ đã đóng góp đáng kể cho di sản nghệ thuật chạm trổ của dân tộc.

B8. Kết cấu làm giả gỗ

Các đình chùa trước đây đều được làm bằng gỗ. Vì chiến tranh và nhiều nguyên nhân khác mà một số đình chùa bị phá hủy. Nhiều địa phương đã xây dựng lại các đình chùa nhưng không thể tìm đâu ra những cây gỗ như trước đây. Ý thức phục cổ thúc đẩy người ta làm lại các đình chùa mang dáng vẻ xưa. Không kiếm được gỗ thì làm bằng bê tông cốt thép nhưng bề ngoài giống như gỗ. Thế là hàng loạt kết cấu đình chùa bằng bê tông cốt thép làm giả như gỗ ra đời. Chỉ tiếc rằng không thể chạm khắc lên bê tông như chạm khắc gỗ.

Chương 3

KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP VÀ GẠCH ĐÁ

Bê tông cốt thép là vật liệu xây dựng được tạo nên do sự kết hợp giữa hai loại có tính năng khác nhau. Bê tông là đá nhân tạo, cứng, dòn, chịu nén tốt nhưng chịu kéo kém. Cốt thép là vật liệu dẻo dai, chịu kéo và nén đều rất tốt.

Kết cấu bê tông cốt thép được dùng rất phổ biến trong mọi loại công trình xây dựng.

3.1. VẬT LIỆU BÊ TÔNG

3.1.1. Thành phần, cách chế tạo

Bê tông được tạo nên từ một hỗn hợp cốt liệu và chất kết dính. Bê tông thông thường dùng cốt liệu đá và cát, chất kết dính là xi măng trộn với nước. Ngoài ra có thể thêm chất phụ gia nhằm cải thiện một số tính chất của bê tông.

Bê tông mới trộn ở thể nhão rồi khô cứng dần. Quá trình khô cứng là xi măng hóa hợp với nước tạo thành chất keo, kết tinh, hóa cứng. Giai đoạn đầu của quá trình này gọi là thời gian ninh kết, thường kéo dài khoảng 20 đến 45 phút tùy loại xi măng.

Thành phần của bê tông được chọn dựa vào yêu cầu chất lượng cần đạt được, có thể dùng cách tính toán theo các công thức thực nghiệm hoặc làm thí nghiệm, theo các chỉ dẫn của môn vật liệu xây dựng.

Để chế tạo 1m^3 bê tông thông thường cần dùng khoảng $(0,8\div 0,85)\text{m}^3$ đá, $(0,35\div 0,45)\text{m}^3$ cát, $(250\div 400)\text{kg}$ xi măng, $(150\div 200)$ lít nước.

Chất phụ gia có các loại khác nhau như để tăng độ dẻo của hỗn hợp bê tông, tăng nhanh hay làm chậm thời gian ninh kết, tăng khả năng chống thấm v.v...

Nước để trộn bê tông gồm hai nhiệm vụ, một phần dùng để hóa hợp với xi măng, một phần khác có tác dụng như phụ gia làm tăng độ nhão hỗn hợp. Phần nước phụ gia này sẽ bốc hơi, làm giảm độ đặc chắc của bê tông.

Để chế tạo bê tông có thể dùng thủ công (trộn bằng tay), dùng máy trộn tại công trường hoặc dùng bê tông thương phẩm, được trộn ở nhà máy rồi dùng xe chuyên dụng chở đến công trình, dùng thiết bị để bơm.

3.1.2. Cường độ của bê tông

Cường độ thể hiện khả năng chịu lực, tính trên mỗi đơn vị diện tích. Phân biệt cường độ chịu nén và chịu kéo.

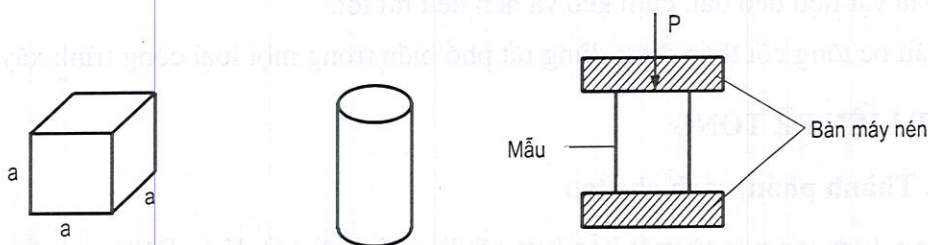
3.1.2.1. Thí nghiệm xác định cường độ

Chế tạo các mẫu rồi dùng máy nén để thí nghiệm. Mẫu thường có dạng khối lập phương cạnh $a=15\text{cm}$ hoặc mẫu hình trụ đường kính 16cm , cao 32cm . Gọi lực nén làm phá hoại mẫu là P , cường độ chịu nén của mẫu là R .

$$R = \frac{P}{A} \quad (3-1)$$

A - diện tích tiết diện ngang của mẫu.

Đơn vị của R là MPa hoặc kG/cm^2 . Bê tông thông thường có $R = 10 \div 40 \text{MPa}$ ($100 \div 400 \text{kG/cm}^2$). Bê tông có $R > 40 \text{MPa}$ là loại cường độ cao.



Hình 3.1. Thí nghiệm nén mẫu bê tông

Để xác định cường độ chịu kéo R_t người ta làm các mẫu chịu kéo hoặc chịu uốn. Bê tông có R_t khá bé, chỉ bằng khoảng $\left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{20}\right) R$ [t: tensile, traction - kéo].

Giá trị cường độ của bê tông (R ; R_t) phụ thuộc chủ yếu vào thành phần và công nghệ chế tạo. Bê tông dùng cốt liệu cứng, sạch, có tỷ lệ thích hợp giữa đá và cát, chất và lượng xi măng khá cao, tỷ lệ nước/xi măng thấp sẽ cho R lớn, có thể đạt trên 60MPa . Bê tông dùng ít xi măng, tỷ lệ nước/xi măng cao sẽ cho cường độ thấp.

3.1.2.2. Cường độ trung bình và cường độ đặc trưng

Thí nghiệm nhiều mẫu của cùng một loại bê tông thấy rằng cường độ các mẫu không hoàn toàn giống nhau, đó là do sự không đồng nhất của bê tông.

Thí nghiệm n mẫu, có các cường độ $R_1, R_2, \dots, R_n$. Giá trị trung bình của cường độ (gọi tắt là cường độ trung bình) là R_m .

$$R_m = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n} = \frac{\sum R_i}{n} \quad (3-2)$$

Trong số n mẫu có một số mẫu mà $R_i < R_m$.

Gọi cường độ đặc trưng là R_c , đó là cường độ được xác định với xác suất bảo đảm 95% (xem tham khảo C1):

$$R_c = k_c R_m \quad (3-3)$$

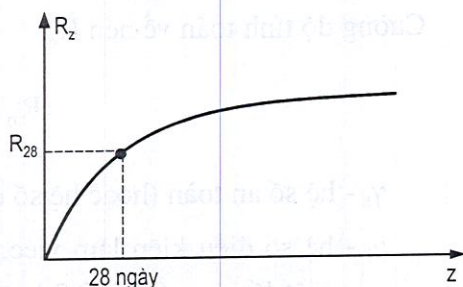
$k_c < 1$, là hệ số đồng chất. Giá trị k_c phụ thuộc vào công nghệ thi công, được xác định theo phương pháp xác suất thống kê. Với công nghệ tốt k_c thường vào khoảng $0,7 \div 0,78$. Bê tông chất lượng càng cao k_c càng lớn, có thể đạt trên 0,8. Bê tông chất lượng thấp k_c giảm xuống đến dưới 0,6.

3.1.2.3. Sự tăng cường độ theo thời gian

Bê tông mới trộn, ở thể nhão, chưa có cường độ. Càng khô cứng, cường độ càng tăng lên theo thời gian như trên hình 3.2.

Trong điều kiện bình thường cường độ tăng nhanh trong 28 ngày đầu, sau chậm dần và dừng lại. Gọi R_z là cường độ ở z ngày, có công thức thực nghiệm sau, dùng được khi $3 \leq z \leq 300$.

$$R_z = 0,7R_{28} \lg z \quad (3-4)$$



Hình 3.2. Biểu đồ tăng R theo thời gian

Để tăng nhanh cường độ trong thời gian đầu người ta có thể dùng phụ gia tăng nhanh cường độ hoặc dùng cách hấp bê tông bằng hơi nước nóng.

3.1.3. Mác và cấp cường độ của bê tông

Để diễn tả chất lượng của bê tông người ta dùng khái niệm mác hoặc cấp cường độ. Mác được dùng theo tiêu chuẩn thiết kế cũ TCVN5574-1991. Cấp được dùng theo tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356-2005. Cả mác và cấp đều dựa vào cường độ chịu nén của mẫu chuẩn khối vuông cạnh 15cm, được chế tạo trong điều kiện bình thường và thí nghiệm ở tuổi 28 ngày.

Mác là con số lấy bằng cường độ trung bình của mẫu, tính theo đơn vị kG/cm^2 . Bê tông có các mác thiết kế M150; M200; M250; M300; M400; M500; M600.

Cấp cường độ, ký hiệu bằng chữ B, là con số lấy bằng cường độ đặc trưng của mẫu, theo đơn vị MPa. Bê tông có các cấp B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B40; B50; B60...

Quan hệ giữa mác M và cấp B như sau:

$$B = \alpha k_c M \quad (3-5)$$

α - hệ số đổi đơn vị từ kG/cm^2 sang MPa, có thể lấy bằng 0,1;

k_c - hệ số đồng chất, là tương quan giữa cường độ trung bình và cường độ đặc trưng ($k_c = 0,7 \div 0,78$)

Trong các tiêu chuẩn của Âu, Mỹ người ta dùng chữ C để ký hiệu cấp, ví dụ C20; C30...

3.1.4. Cường độ tiêu chuẩn và cường độ tính toán

Cường độ tiêu chuẩn của bê tông là giá trị nó có thể đạt được khi chịu lực ở trong kết cấu thực. Giá trị này nói chung là thấp hơn cường độ của mẫu thử.

Cường độ tiêu chuẩn về nén, ký hiệu R_{bn}

$$R_{bn} = \theta_c R_c \quad (3-6)$$

θ_c - hệ số kết cấu, thông thường $\theta_c = 0,7 \div 0,75$.

Cường độ tính toán dùng để tính kết cấu bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn, có xét đến điều kiện an toàn, điều kiện làm việc của vật liệu.

Cường độ tính toán về nén R_b :

$$R_b = \frac{\gamma_i R_{bn}}{\gamma_b} \quad (3-7)$$

γ_b - hệ số an toàn (hoặc hệ số độ tin cậy): $\gamma_b = 1,35 \div 1,5$;

γ_i - hệ số điều kiện làm việc, thông thường: $\gamma_i = 1$, trong một số trường hợp đặc biệt lấy $\gamma_i = 0,85 \div 0,9$ hoặc $\gamma_i = 1,05 \div 1,1$ (xem tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, giáo trình hoặc sách tham khảo về bê tông cốt thép).

Với cường độ chịu kéo, giá trị tiêu chuẩn là R_{bt} , giá trị tính toán là R_{bt} .

Khi thiết kế người ta thường tra giá trị R_b ; R_{bt} dựa vào cấp cường độ của bê tông (phụ lục 5). Một số tiêu chuẩn của Âu, Mỹ cho công thức thực nghiệm xác định R_{bt} theo R_b .

3.1.3. Biến dạng của bê tông

Thực nghiệm chứng tỏ bê tông vừa có tính đàn hồi vừa có tính dẻo. Nó là vật liệu đàn - dẻo. Biến dạng dẻo của bê tông còn tăng theo thời gian, gọi đó là hiện tượng từ biến. Ngoài ra trong quá trình khô cứng trong không khí bê tông còn có hiện tượng co ngót, đó là sự giảm thể tích do sự co lại của mạng tinh thể xi măng. Nói chung sự biến dạng của bê tông là khá phức tạp (xem tham khảo C2).

Môđun đàn hồi của bê tông, ký hiệu E_b phụ thuộc vào thành phần, cấp cường độ và thay đổi trong khoảng $20.000 \div 40000 \text{ MPa}$.

3.1.4. Chọn lựa bê tông

Khi thiết kế cần xuất phát từ nhiệm vụ, yêu cầu, đặc điểm của kết cấu và trình độ công nghệ để chọn lựa loại và cấp của bê tông. Với nhà ít tầng bình thường có thể chọn cấp thiết kế của bê tông tương đối thấp như B15; B20. Với nhà cao vừa phải (10÷20 tầng) cần chọn cấp B25; B30. Nhà càng cao càng cần tăng cấp bê tông, có thể đến B40; B50 hoặc hơn nữa.

Khi thi công cần lựa chọn vật liệu (đá, cát, xi măng), tính toán thành phần, chọn công nghệ thích hợp để bảo đảm chế tạo được bê tông đúng chất lượng theo yêu cầu. Trong lúc thi công cần đúc một số mẫu để thí nghiệm kiểm tra xem bê tông có đạt cấp cường độ thiết kế hay không.

3.2. CỐT THÉP

3.2.1. Các loại cốt thép

Thép có nhiều loại tùy theo thành phần hóa học và công nghệ luyện. Thép dùng trong xây dựng thường là loại có tỷ lệ các bon tương đối thấp, từ 3 đến 5 phần nghìn ngoài ra có thể thêm một vài hợp kim như Crôm, niken với tỷ lệ vài phần trăm. Cốt thép được sản xuất theo phương pháp cán nóng. Đem nung nóng phôi thép rồi cán thành từng thanh có đường kính từ 10 đến 40mm, chiều dài mỗi thanh khoảng 11÷13m. Với cốt thép đường kính dưới 10mm, cán thành sợi khá dài, ghép lại thành cuộn.

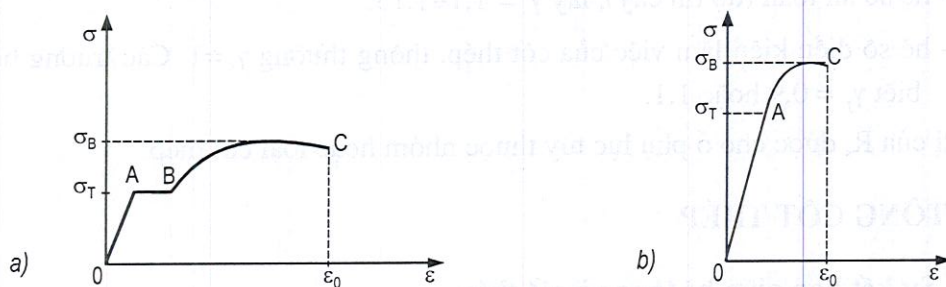
Mặt ngoài cốt thép có thể nhẵn, gọi là cốt thép trơn trơn, cũng có thể tạo ra các gờ, gọi là cốt thép có gờ hoặc cốt thép vằn.

Cốt thép cán nóng được dùng trực tiếp để làm kết cấu, cũng có thể được gia công thêm bằng cách kéo nguội, dập nguội hoặc nhiệt luyện để tăng thêm cường độ.

3.2.2. Tính năng cơ học của cốt thép

Thí nghiệm kéo mẫu thép, vẽ biểu đồ quan hệ giữa ứng suất σ và biến dạng ε , thấy rằng có thể phân biệt hai loại: thép dẻo và thép rắn.

Thép dẻo có biểu đồ ứng suất biến dạng như trên hình 3.3a, gồm có đoạn thẳng OA ứng với giai đoạn làm việc đàn hồi, đoạn nằm ngang AB ứng với trạng thái dẻo và đoạn BC là giai đoạn củng cố trước khi bị kéo đứt. Ứng với điểm A có giới hạn chảy σ_T , ứng với điểm C có giới hạn bền σ_B . Với các thép dẻo thông thường σ_T vào khoảng 250÷400MPa; $\sigma_B = (1,2 \div 1,3)\sigma_T$, biến dạng cực hạn trước khi đứt $\varepsilon_0 = 0,15 \div 0,20$.



Hình 3.3. Biểu đồ $\sigma - \varepsilon$ của cốt thép

Thép rắn có biểu đồ $\sigma - \varepsilon$ như trên hình 3.3b, gồm đoạn thẳng OA và đoạn cong AC. Thép rắn thường là thép qua gia công nguội hoặc nhiệt luyện, nó không có giới hạn chảy rõ ràng. Quy ước lấy giới hạn chảy σ_T ứng với phần đầu đoạn cong AC. Thông thường $\sigma_B = 400 \div 600\text{MPa}$, với thép cường độ cao σ_T có thể đạt đến 2000MPa. Giới hạn bền $\sigma_B = (1,1 \div 1,2)\sigma_T$, biến dạng cực hạn ε_0 tương đối bé (0,05÷0,1).

Môđun đàn hồi của thép $E_s = 180.000 \div 210.000\text{MPa}$.

3.2.3. Phân loại, phân nhóm cốt thép

Cốt thép được sản xuất tại Việt Nam có thể theo các công nghệ khác nhau như thép Thái Nguyên, thép Vinacasa; thép Việt-Úc, thép Việt-Ý, thép Hòa Phát v.v... Tuy theo các công nghệ khác nhau nhưng đều phải tuân theo cùng một tiêu chuẩn. Đó là tiêu chuẩn về cốt thép của Việt Nam.

Theo tiêu chuẩn TCVN 1651 về "thép cán nóng, thép cốt bê tông", cốt thép được phân thành 4 nhóm đặt tên là CI, CII, CIII, CIV phụ thuộc vào tính năng cơ học, trong đó thép CI được sản xuất thành các thanh tròn trơn, CII, CIII, CIV là các thanh có gờ.

Theo tiêu chuẩn TCVN 6285 về "thép cốt bê tông - thép thanh vằn" phân định cốt thép thành các loại: RB300, RB400, RB500. Con số ghi ở mỗi loại là giá trị giới hạn chảy (MPa).

Mỗi nước có cách phân loại và ký hiệu riêng. Thép của Nga theo tiêu chuẩn cũ có các nhóm AI, AII, AIII, AIV, AV. Theo tiêu chuẩn mới ghi là A240, A300, A400..., thép của Trung Quốc chia thành các cấp 1; 2; 3; 4...

3.2.4. Cường độ của cốt thép

Phân biệt cường độ tiêu chuẩn, và cường độ tính toán.

Cường độ tiêu chuẩn, ký hiệu R_{sn} lấy bằng giới hạn chảy với xác suất bảo đảm 95%.

Cường độ tính toán, ký hiệu R_s xác định như sau:

$$R_s = \frac{\gamma_j R_{sn}}{\gamma_s} \quad (3-8)$$

γ_s - hệ số an toàn (độ tin cậy), lấy $\gamma_s = 1,1 \div 1,15$.

γ_j - hệ số điều kiện làm việc của cốt thép, thông thường $\gamma_s = 1$. Các trường hợp đặc biệt $\gamma_j = 0,9$ hoặc $1,1$.

Giá trị của R_s được cho ở phụ lục tùy thuộc nhóm hoặc loại cốt thép.

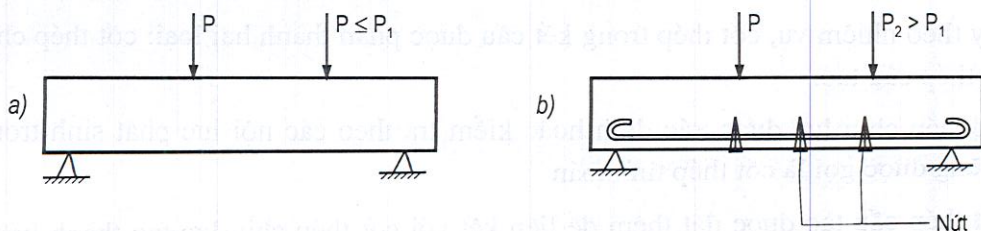
3.3. BÊ TÔNG CỐT THÉP

3.3.1. Sự kết hợp giữa bê tông và cốt thép

Bê tông chịu nén tương đối tốt, chịu kéo kém. Xét một dầm chịu uốn, chịu tải trọng P. Khi tăng P đến một giá trị P_1 nào đó, ứng suất kéo đạt và vượt cường độ chịu kéo của bê tông R_{bt} , bê tông bị nứt, dầm bị gãy. Vì R_{bt} khá bé nên P_1 cũng là bé.

Đem đặt cốt thép vào vùng chịu kéo của dầm (hình 3.4b).

Khi tăng lực P, bê tông vùng kéo bị nứt nhưng dầm chưa bị gãy mà vẫn có thể chịu lực tăng lên nữa vì rằng cốt thép đã chịu kéo thay cho bê tông. Tùy theo lượng cốt thép được dùng mà khả năng chịu lực của dầm bê tông cốt thép bằng gấp nhiều lần so với dầm bê tông (có thể trên 20 lần).



Hình 3.4. Thí nghiệm dầm bê tông và bê tông cốt thép

Cốt thép chịu nén cũng rất tốt vì vậy nó còn được đặt trong cột, tường để cùng chịu nén với bê tông.

Bê tông và cốt thép cùng kết hợp được là nhờ:

- Hai vật liệu dính kết chặt với nhau, cùng chịu lực.
- Giữa chúng không có phản ứng hóa học, bê tông còn bảo vệ cho cốt thép khỏi bị han gỉ do tác động của môi trường.
- Chúng có hệ số giãn nở vì nhiệt gần bằng nhau nên khi nhiệt độ thay đổi chúng vẫn cộng tác làm việc bình thường.

3.3.2. Nguyên tắc tính toán

Tính toán về bê tông cốt thép cần dựa vào tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN356, ngoài ra cũng có thể theo một số tiêu chuẩn nước ngoài (Anh: BS8110; Mỹ: ACI 318; Pháp: BAEL v.v...).

Kết cấu bê tông cốt thép được tính toán hoặc kiểm tra theo hai nhóm trạng thái giới hạn.

Trạng thái giới hạn thứ nhất về khả năng chịu lực, bảo đảm cho kết cấu không bị phá hoại.

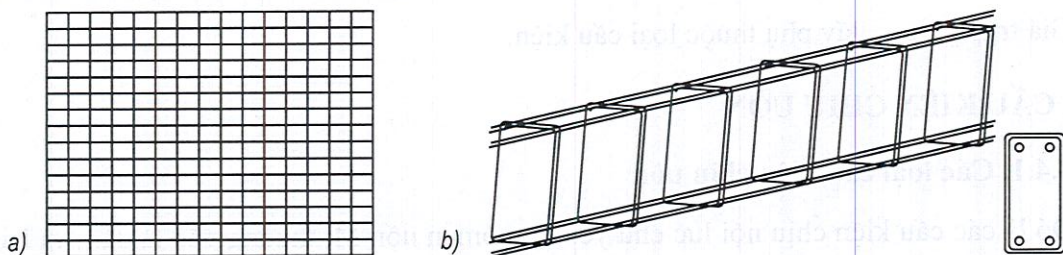
Trạng thái giới hạn thứ hai về điều kiện làm việc bình thường, bảo đảm cho kết cấu không có các biến dạng, chuyển vị quá mức, hạn chế các vết nứt trong điều kiện cho phép.

3.3.3. Nguyên tắc cấu tạo

Cốt thép đặt trong bê tông cần liên kết thành lưới hoặc khung.

Lưới cốt thép gồm các thanh đặt theo hai phương, được dùng trong bản hoặc tường (hình 3.5a). Khung cốt thép gồm các thanh dọc, các cốt thép ngang, được dùng trong dầm, cột (hình 3.5b).

Liên kết giữa các thanh trong lưới và khung có thể là buộc hoặc hàn. Lưới và khung hàn thường được chế tạo sẵn trong các nhà máy.



Hình 3.5. Lưới và khung cốt thép

Tùy theo nhiệm vụ, cốt thép trong kết cấu được phân thành hai loại: cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo.

Cốt thép chịu lực được xác định hoặc kiểm tra theo các nội lực phát sinh trong kết cấu, cũng được gọi là cốt thép tính toán.

Cốt thép cấu tạo được đặt thêm để liên kết với cốt thép chịu lực tạo thành lưới hoặc khung, nó cũng dùng để chịu những nội lực chưa được kể đến trong tính toán (vì quá bé hoặc vì quá phức tạp). Cốt thép cấu tạo thường được chọn theo một số quy tắc nào đó được cho trong tiêu chuẩn thiết kế hoặc theo kinh nghiệm.

Đặt cốt thép trong bê tông cần tuân thủ điều kiện về chiều dày lớp bảo vệ và khoảng hở giữa các thanh thép.

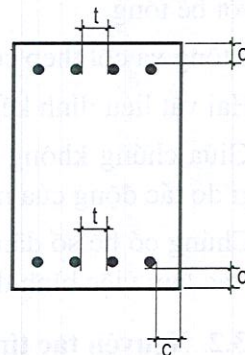
Chiều dày lớp bảo vệ: $c \geq \max(\phi, c_0)$;

Khoảng hở: $t \geq \max(\phi, t_0)$.

ϕ - đường kính cốt thép;

c_0 - trị số phụ thuộc loại cấu kiện, kích thước tiết diện và điều kiện môi trường: $c_0 = 10 \div 50 \text{ mm}$;

t_0 - trị số phụ thuộc vị trí cốt thép, cách đổ bê tông:
 $t_0 = 20 \div 50 \text{ mm}$.



Hình 3.6. Lớp bảo vệ và khoảng hở của cốt thép

3.3.4. Chọn và bố trí cốt thép, tỷ lệ cốt thép

Khi đã biết đường kính và số lượng thanh thép sẽ xác định được diện tích tiết diện của chúng là A_s (bằng cách tính toán hoặc tra bảng ở phụ lục). Ngược lại khi tính toán được A_s cần chọn đường kính ϕ và số thanh để bố trí, thỏa mãn các yêu cầu về cấu tạo (xem các thí dụ ở mục sau).

Đặt μ là tỷ lệ cốt thép với A_b là diện tích tiết diện bê tông.

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} \text{ hoặc } \mu\% = \frac{100A_s}{A_b} \quad (3-9)$$

Theo yêu cầu cấu tạo thường cần hạn chế:

$$\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$$

Giá trị $\mu_{\min}$, $\mu_{\max}$ lấy phụ thuộc loại cấu kiện.

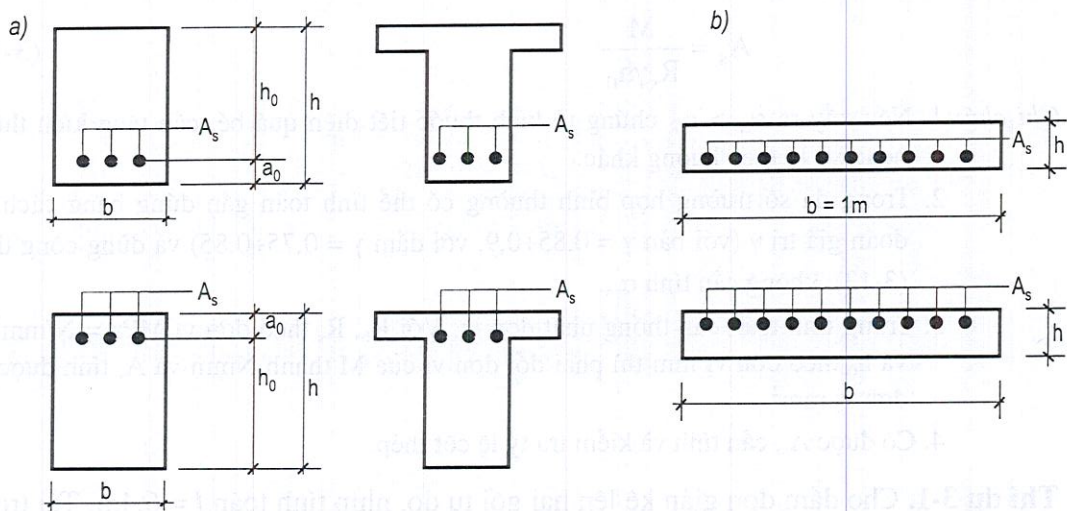
3.4. CẤU KIỆN CHỊU UỐN

3.4.1. Các loại cấu kiện chịu uốn

Đó là các cấu kiện chịu nội lực chủ yếu là mômen uốn M , thường gặp là dầm và bản. Kèm với M thường có thêm lực cắt Q .

Dầm thường có tiết diện chữ nhật bề rộng b , chiều cao h hoặc tiết diện chữ T (hình 3.7a).

Bản có tiết diện chữ nhật, chiều cao h bằng bề dày bản, bề rộng b lấy bằng bề rộng một dải bản đại diện, thông thường lấy $b = 1\text{m}$ (hình 3.7b).



Hình 3.7. Tiết diện cấu kiện chịu uốn

Cốt thép chịu lực được đặt chủ yếu trong vùng chịu kéo, ký hiệu là A_s . Với tiết diện chịu mômen dương cốt thép được đặt ở phía dưới, với mômen âm cốt thép ở phía trên.

3.4.2. Tính toán cốt thép tiết diện chữ nhật

Biết kích thước tiết diện $b \times h$, giá trị mômen uốn M , cần tính toán diện tích cốt thép chịu lực A_s .

Từ cấp bê tông tra cường độ tính toán R_b , từ nhóm hoặc loại thép tra cường độ tính toán R_s . Tra ở phụ lục tìm ra hệ số ξ_R , tra bảng hoặc tính hệ số α_R .

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) \quad (3-10)$$

ξ_R và α_R là các hệ số hạn chế khả năng chịu nén của bê tông, nó phụ thuộc vào R_b và R_s . Gặp trường hợp không có sẵn bảng tra có thể lấy gần đúng $\xi_R = 0,5 \div 0,55$ tương ứng $\alpha_R = 0,375 \div 0,4$.

Giả thiết chiều dày lớp đệm a_0 là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép A_s đến mép chịu kéo. Với bản $a_0 = 15 \div 20\text{mm}$, với dầm $a_0 = 30 \div 50\text{mm}$.

Tính chiều cao làm việc $h_0 = h - a_0$, là khoảng cách từ trọng tâm A_s đến mép chịu nén.

Tính hệ số α_m theo công thức:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (3-11)$$

Kiểm tra điều kiện $\alpha_m \leq \alpha_R$, khi điều kiện này được thỏa mãn, tính tiếp hệ số γ :

$$\gamma = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) \quad (3-12)$$

Diện tích cốt thép cần thiết, tối thiểu:

$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0} \quad (3-13)$$

Ghi chú: 1. Nếu xảy ra $\alpha_m > \alpha_R$ chứng tỏ kích thước tiết diện quá bé, cần tăng kích thước hoặc xử lý theo hướng khác.

2. Trong đa số trường hợp bình thường có thể tính toán gần đúng bằng cách dự đoán giá trị γ (với bản $\gamma = 0,85 \div 0,9$, với dầm $\gamma = 0,75 \div 0,85$) và dùng công thức (3-13), không cần tính α_m .

3. Trong tính toán cần thống nhất đơn vị. Với R_b, R_s theo đơn vị MPa = N/mm², b và h_0 theo đơn vị mm thì phải đổi đơn vị của M thành Nmm và A_s tính được có đơn vị mm².

4. Có được A_s , cần tính và kiểm tra tỷ lệ cốt thép.

Thí dụ 3-1. Cho dầm đơn giản kê lên hai gối tự do, nhịp tính toán $l = 6,4\text{m}$. Tải trọng phân bố đều $q = 32\text{kN/m}$.

Tiết diện chữ nhật $b = 220\text{mm}$; $h = 500\text{mm}$. Dùng bê tông cấp B20. Yêu cầu tính, chọn, bố trí cốt thép chịu lực bằng cốt thép nhóm CIII.

a) **Số liệu:** B20 có $R_b = 11,5\text{MPa}$; thép CIII có $R_s = 365\text{MPa}$, tra được hệ số $\xi_R = 0,59$; $\alpha_R = 0,59(1 - 0,5 \times 0,59) = 0,416$.

Giả thiết: $a_0 = 40\text{mm}$; $h_0 = 500 - 40 = 460\text{mm}$.

Mômen uốn: với dầm đơn giản kê lên hai gối tự do chịu tải trọng phân bố đều:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{32 \times 6,4^2}{8} = 163,84 \text{ kNm}.$$

Đổi đơn vị thành Nmm: $M = 163,84 \times 1000000 \text{ Nmm}$.

b) **Tính toán:**

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{163.840000}{11,5 \times 220 \times 460 \times 460} = 0,306 < \alpha_R = 0,416$$

$$\gamma = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,306} \right) = 0,81$$

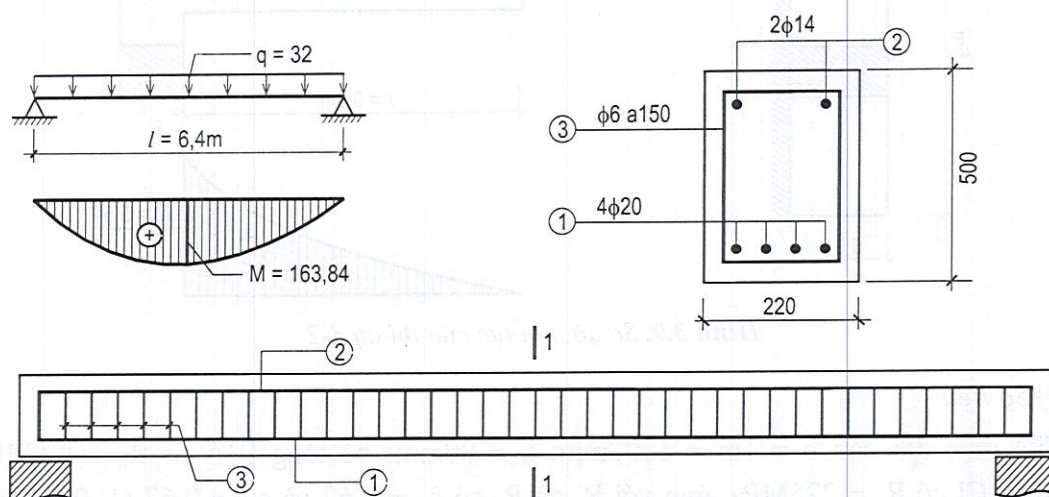
$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0} = \frac{163840000}{365 \times 0,81 \times 460} = 1205 \text{ mm}^2$$

Tỷ lệ cốt thép:
$$\mu\% = \frac{100A_s}{A_b} = \frac{100A_s}{bh_0} = \frac{100 \times 1205}{220 \times 460} = 1,19\%$$

Với cấu kiện chịu uốn: $\mu_{\min} = 0,1\%$. Thỏa mãn $\mu > \mu_{\min}$.

c) Chọn và bố trí cốt thép

Tra bảng phụ lục, chọn được $4\phi 20$ có diện tích $A_s = 1256\text{mm}^2$ lớn hơn giá trị tính được. Lấy chiều dày lớp bảo vệ: $c = 25\text{mm} > \phi$. Tính lại a_0 . Đặt cốt thép thành một hàng, $a_0 = c + \phi/2 = 25 + 10 = 35\text{mm}$, nhỏ hơn a_0 đã giả thiết bằng 40mm , như vậy là được (vì h_0 thực tế sẽ tăng lên, thiên về an toàn). Tính khoảng hở giữa cốt thép: $t = [220 - (2 \times 25) - (4 \times 20)]/3 = 30\text{mm} > \phi$. Với dầm, có $c_0 = 20\text{mm}$; $t_0 = 30\text{mm}$; thỏa mãn yêu cầu cấu tạo.



Hình 3.8. Hình vẽ của thí dụ 3.1

Trong dầm, ngoài cốt thép chịu lực số ① còn cần đặt thêm cốt thép dọc cấu tạo trong vùng chịu nén, chọn $2\phi 14$, ký hiệu số ②. Còn phải bố trí cốt thép đai số ③ để tạo thành khung thép. Trong dầm cốt thép đai còn có nhiệm vụ chịu lực cắt.

Thí dụ 3-2. Một ban công dài 6m, rộng 0,9m, kết cấu là một bản côngxôn có liên kết ngàm trên một cạnh, mặt cắt ngang và sơ đồ tải trọng cho trên hình vẽ (hình 3.9). Tải trọng phân bố đều trên bề mặt $q_0 = 7\text{kN/m}^2$, tải trọng phân bố dọc theo mép ngoài $q_1 = 3\text{kN/m}$. Chiều dày bản $h = 80\text{mm}$. Bê tông cấp B15. Yêu cầu tính toán, bố trí cốt thép bằng thép nhóm CI.

a) Sơ đồ tính nội lực

Bản dài 6m. Để tính toán lấy một dải đại diện bề rộng b . Chọn $b = 1\text{m}$. Tải trọng trên dải sẽ là:

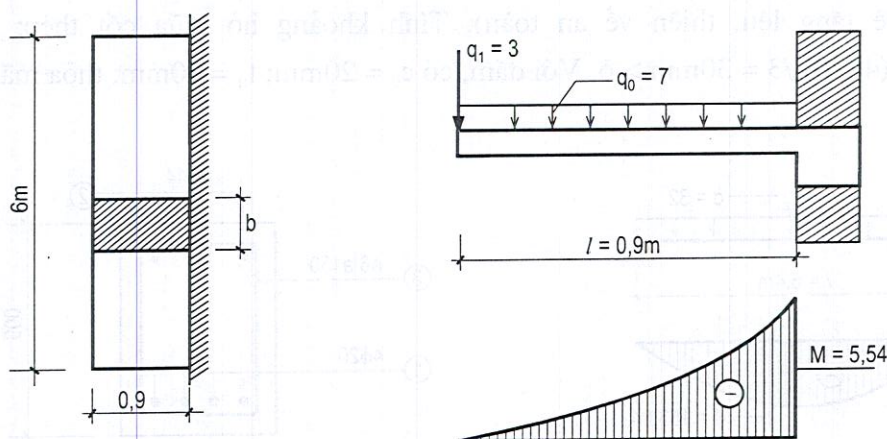
Tải phân bố: $q_{0b} = q_0 \cdot b = 7 \times 1 = 7\text{kN/m}$.

Tải tập trung: $q_{1b} = q_1 \cdot b = 3 \times 1 = 3\text{kN}$.

Nhịp tính toán của dải bản: $l = 0,9\text{m}$.

Mômen uốn:
$$M = q_{1b}l + q_{0b} \frac{l^2}{2}.$$

$$M = 3 \times 0,9 + 7 \times \frac{0,9^2}{2} = 5,54\text{kNm}.$$
 Mômen âm, mặt phía trên chịu kéo.



Hình 3.9. Sơ đồ, nội lực của thí dụ 3-2

b) Số liệu

Tiết diện dải bản $b = 1\text{m} = 1000\text{mm}$; $h = 80\text{mm}$; bê tông B15 có $R_b = 8,5\text{MPa}$; cốt thép CI có $R_s = 225\text{MPa}$, ứng với R_b và R_s có $\xi_R = 0,67$ và $\alpha_R = 0,67 (1 - 0,5 \times 0,67) = 0,44$.

Giả thiết $a_0 = 20\text{mm}$; $h_0 = 80 - 20 = 60\text{mm}$.

c) Tính toán

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{5,54 \times 1000000}{8,5 \times 1000 \times 60 \times 60} = 0,181 < \alpha_R = 0,44$$

$$\gamma = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,181} \right) = 0,899$$

$$A_s = \frac{5,54 \times 1000000}{225 \times 0,899 \times 60} = 456\text{mm}^2$$

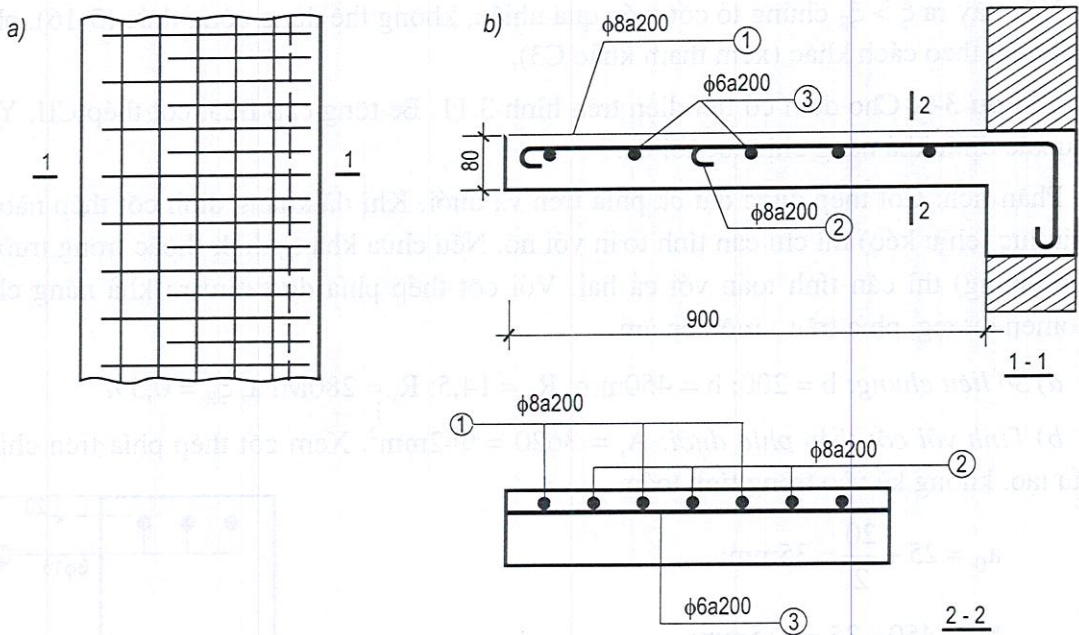
Tỷ lệ cốt thép: $\mu = \frac{456 \times 100}{1000 \times 60} = 0,76\% > \mu_{\min} = 0,1\%.$

d) Chọn và bố trí cốt thép

Trong mỗi mét theo bề dài bản, chọn $10\phi 8$, có diện tích $A_s = 500\text{mm}^2$, khoảng cách giữa các cốt thép: $a = \frac{1000}{10} = 100$. Như vậy cốt thép trong bản được chọn là $\phi 8a100$.

Nhận thấy càng ra xa gối tựa mômen giảm xuống. Ở đoạn phía ngoài của bản không cần đến $\phi 8a100$ mà chỉ cần $\phi 8a200$ là được. Để sử dụng cốt thép hợp lý, tiết kiệm, ở phía ngoài của bản chỉ đặt $\phi 8a200$, như vậy đặt một thanh dài và một thanh ngắn xen kẽ nhau (xem thanh ngắn là thanh đã bị cắt bớt). Các cốt thép chịu lực được neo chắc chắn vào gối tựa.

Để tạo thành lưới cốt thép cần đặt cốt thép cấu tạo theo phương dọc, gọi là cốt thép phân bố, chọn $\phi 6a200$. Bản vẽ cốt thép thể hiện trên hình 3.10, trong đó chỉ thể hiện một phần của mặt bằng (hình 3.10a).



Hình 3.10. Hình vẽ của thí dụ 3-2

e) Kiểm tra về cấu tạo

Chọn chiều dày lớp bảo vệ $c = 15\text{mm} > \phi$ và c_0 (với bản $c_0 = 10\text{mm}$). Tính lại a_0 . Cốt thép chịu lực đặt ở phía trên, thành một lớp, $a_0 = c + 0,5\phi = 15 + 0,5 \times 8 = 19\text{mm}$, nhỏ hơn trị số đã giả thiết, như vậy là được. Không cần kiểm tra khoảng hở cốt thép.

3.4.3. Tính toán khả năng chịu lực

Đây là bài toán ngược với bài toán tính cốt thép. Biết kích thước tiết diện và cấu tạo của cốt thép chịu lực, cần xác định khả năng chịu lực tối đa của cấu kiện.

a) Số liệu:

Kích thước tiết diện b, h . Tra các số liệu $R_b; R_s; \xi_R$. Từ cấu tạo cốt thép tính ra $a_0; h_0$ và A_s .

b) *Tính toán:* Tìm các hệ số ξ và γ :

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} \quad (3-14)$$

Kiểm tra điều kiện $\xi \leq \xi_R$, nếu thỏa mãn thì tính γ :

$$\gamma = 1 - 0,5\xi \quad (3-15)$$

Khả năng chịu lực tối đa là M:

$$M = R_s A_s \gamma h_0 \quad (3-16)$$

Nếu xảy ra $\xi > \xi_R$ chứng tỏ cốt thép quá nhiều, không thể dùng công thức (3-16), phải tính toán theo cách khác (xem tham khảo C3).

Thí dụ 3-3. Cho dầm có tiết diện trên hình 3.11. Bê tông cấp B25, cốt thép CII. Yêu cầu xác định khả năng chịu lực tối đa.

Phân tích: Cốt thép được đặt cả phía trên và dưới. Khi đã khẳng định cốt thép nào là chịu lực (chịu kéo) thì chỉ cần tính toán với nó. Nếu chưa khẳng định (hoặc trong trường hợp chung) thì cần tính toán với cả hai. Với cốt thép phía dưới tìm ra khả năng chịu mômen dương, phía trên - mômen âm.

a) *Số liệu chung:* $b = 200$; $h = 450$ mm; $R_b = 14,5$; $R_s = 280$ MPa, $\xi_R = 0,59$.

b) *Tính với cốt thép phía dưới:* $A_s = 3\phi 20 = 942$ mm². Xem cốt thép phía trên chỉ là cấu tạo, không kể vào trong tính toán.

$$a_0 = 25 + \frac{20}{2} = 35$$
mm;

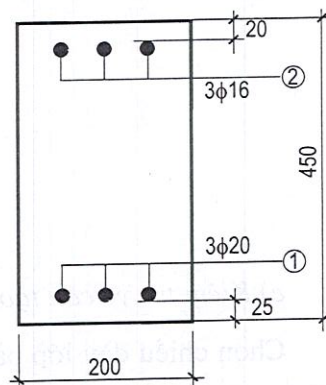
$$h_0 = 450 - 35 = 415$$
mm;

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{280 \times 942}{14,5 \times 200 \times 415} = 0,22 < \xi_R$$

$$\gamma = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \times 0,22 = 0,89$$

$$M = R_s A_s \gamma h_0 = 280 \times 942 \times 0,89 \times 415 = 97420000$$
Nmm.

$$M = 97,42$$
kNm $\rightarrow$ Mômen dương.



Hình 3.11. Thí dụ 3-3

c) *Tính với cốt thép phía trên, xem cốt thép phía dưới, đặt trong vùng nén chỉ là cấu tạo:*

$$A_s = 3\phi 16 = 603$$
mm²;

$$a_0 = 20 + \frac{16}{2} = 28$$
mm;

$$h_0 = 450 - 28 = 422$$
mm;

$$\xi = \frac{280 \times 603}{14,5 \times 200 \times} = 0,138;$$

$$\gamma = 1 - 0,5 \times 1,138 = 0,931$$

$$M = 280 \times 603 \times 0,931 \times 422 = 66334000 \text{ Nmm}$$

$$M = 66,334 \text{ kNm} \rightarrow \text{Mômen âm.}$$

Thí dụ 3-4. Cho dầm trên hình 3.8. Yêu cầu xác định tải trọng phân bố tối đa dầm chịu được.

a) Số liệu:

$$b = 220; h = 500 \text{ mm}; a_0 = 35 \text{ mm}; h_0 = 465 \text{ mm}$$

$$A_s = 4\phi 20 = 1256 \text{ mm}^2; R_b = 11,5; R_s = 365 \text{ MPa}; \xi_R = 0,59.$$

b) Tính toán:

$$\xi = \frac{365 \times 1256}{11,5 \times 220 \times 465} = 0,3896 < \xi_R = 0,59.$$

$$\gamma = 1 - 0,5 \times 0,3896 = 0,805.$$

$$M = 365 \times 1256 \times 0,805 \times 465 = 171600000 \text{ Nmm.}$$

$$M = 171,6 \text{ kNm.}$$

Dầm kê hai gối tự do: $M = \frac{ql^2}{8}$

$$q = \frac{8M}{l^2} = \frac{8 \times 171,6}{6,4 \times 6,4} = 33,5 \text{ kN/m}$$

Tải trọng phân bố lớn nhất dầm chịu được: $q = 33,5 \text{ kN/m.}$

3.4.4. Cốt thép đai trong dầm

Cốt thép đai trong dầm cần ôm lấy toàn bộ cốt thép dọc, tạo thành khung cốt thép, giữ ổn định vị trí cốt thép khi thi công. Với dầm chịu lực cắt lớn thì cốt thép đai còn tham gia lực cắt, được tính toán để chịu lực cắt (xem tham khảo c4).

3.5. CẤU KIỆN CHỊU NÉN

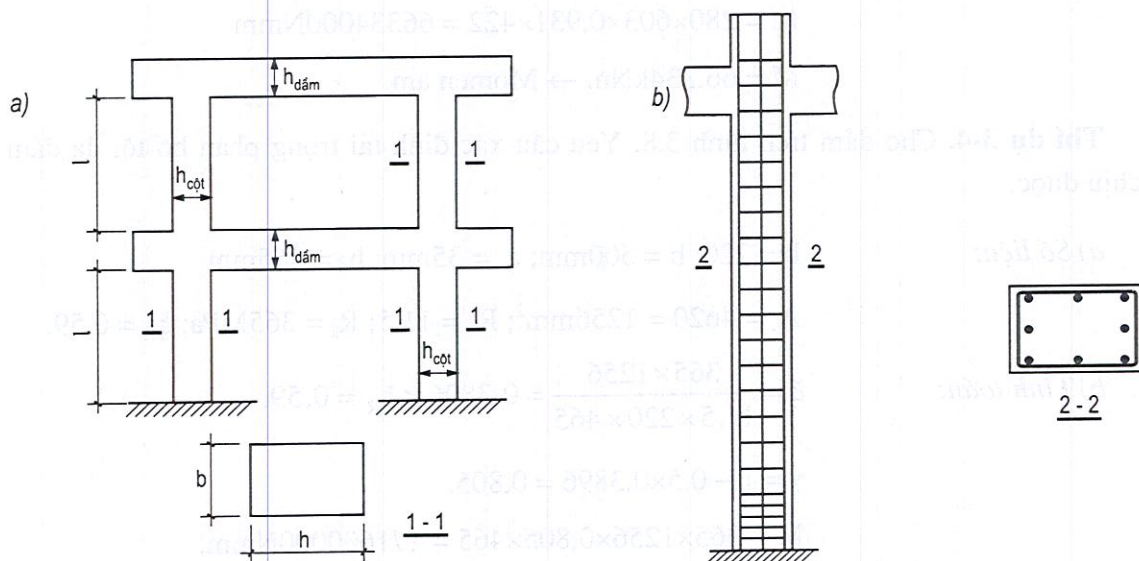
3.5.1. Các cấu kiện chịu nén

Đó là các cột hoặc tường. Nội lực chủ yếu trong cấu kiện là lực nén N , ngoài ra thường có thêm mômen uốn M . Trong cấu kiện còn có thể xuất hiện lực cắt Q nhưng thường khá bé nên bị bỏ qua. Giá trị N , M có được do kết quả tính toán nội lực.

Tiết diện cột thường có dạng vuông, chữ nhật, tròn, đa giác... Với tiết diện chữ nhật cần phân biệt chiều cao h và bề rộng b . Chiều cao h là cạnh theo phương của mômen

uốn, trong khung phẳng h là cạnh trong mặt phẳng khung. Bề rộng b là cạnh vuông góc với mặt phẳng uốn, mặt phẳng của khung phẳng (hình 3.12a).

Trong cột đặt khung cốt thép gồm các cốt thép dọc và cốt thép đai (hình 3.12b).



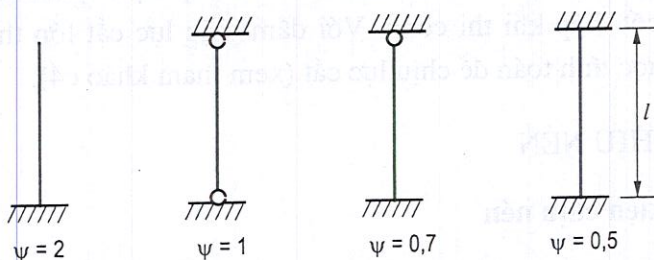
Hình 3.12. Kích thước tiết diện và cốt thép trong cột

3.5.2. Độ mảnh của cột

Đặt l là chiều dài cấu tạo của cột, bằng khoảng cách giữa hai liên kết. Người ta còn đưa thêm khái niệm chiều dài tính toán, đặt là l_0 .

$$l_0 = \psi l \quad (3-17)$$

ψ - hệ số phụ thuộc vào liên kết hai đầu. Với các liên kết lý tưởng hệ số ψ cho trong hình sau:



Đặt λ - độ mảnh của cột, là tỷ số giữa l_0 và kích thước tiết diện:

$$\lambda = \frac{l_0}{c} \quad (3-18)$$

Tùy trường hợp mà lấy c là cạnh b , cạnh h , đường kính d của tiết diện tròn v.v...

Khi chọn kích thước tiết diện, ngoài việc bảo đảm đủ khả năng chịu lực, thuận tiện cho thi công, phù hợp yêu cầu thẩm mỹ còn phải thỏa mãn yêu cầu về ổn định bằng cách hạn chế độ mảnh:

$$\lambda \leq \lambda_{gh} \quad (3-19)$$

λ_{gh} - trị số giới hạn về độ mảnh. Với tiết diện tròn và chữ nhật $\lambda_{gh} = 28$ và 30 .

3.5.3. Tính toán cấu kiện nén đúng tâm

Nén đúng tâm là trường hợp cấu kiện chỉ chịu lực nén N đặt đúng trọng tâm tiết diện ($M = 0$). Tính toán theo điều kiện và công thức sau:

$$N \leq N_{td} = \varphi(R_b A_b + R_s A_{st}) \quad (3-20)$$

N_{td} - khả năng chịu nén của tiết diện;

A_b - diện tích tiết diện bê tông; $A_b = A - A_{st}$ với A là tiết diện cột;

A_{st} - diện tích tiết diện của toàn bộ cốt thép dọc;

R_b, R_s - cường độ tính toán về nén của bê tông và của cốt thép;

$\varphi \leq 1$ - hệ số xét đến ảnh hưởng độ mảnh của cấu kiện, thường gọi là hệ số uốn dọc. Giá trị của φ được tra bảng ở phụ lục, phụ thuộc vào độ mảnh λ , trong đó c là cạnh bé của tiết diện chữ nhật hoặc đường kính tiết diện tròn.

Ghi chú: Với cấu kiện chịu nén khi tra bảng tìm R_b còn cần chú ý đến hệ số điều kiện làm việc γ_i (xem công thức 3-7). Khi đổ bê tông theo phương đứng mà:

- Mỗi lớp đổ dày trên 1,5m: $\gamma_3 = 0,85$.
- Kích thước lớn nhất của tiết diện nhỏ hơn 300mm: $\gamma_5 = 0,85$.

Thí dụ 3-5. Cột có chiều dài tính toán $l_0 = 3,6$ m, tiết diện chữ nhật 300×400mm bằng bê tông cấp B20, đổ bê tông theo phương đứng (mỗi lớp dày trên 1,5m). Cột chịu nén đúng tâm với $N = 1250$ kN. Yêu cầu tính toán cốt thép bằng thép CII.

a) Số liệu: Tiết diện cột: $A = 300 \times 400 = 120000 \text{ mm}^2$.

Thép CII có $R_s = 280$ MPa; B20 tra bảng có $R_b = 11,5$ MPa, chưa kể hệ số điều kiện làm việc. Kể đến hệ số: $\gamma_3 = 0,85$ có: $R_b = 0,85 \times 11,5 = 9,77$ MPa.

$$\lambda = \frac{l_0}{c} = \frac{3600}{300} = 12, \text{ tra bảng phụ lục có } \varphi = 0,95.$$

b) Tính toán: Dùng công thức (3-20), với $A_b = A - A_{st}$, biến đổi thành công thức để tính cốt thép như sau:

$$A_{st} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A}{R_s - R_b}$$

$$A_{st} = \frac{\frac{1250 \times 1000}{0,95} - 9,77 \times 120000}{280 - 9,77} = 531 \text{ mm}^2$$

Tỷ lệ cốt thép: $\mu = \frac{100 A_{st}}{A} = \frac{100 \times 531}{120000} = 0,44\%$

Với cấu kiện chịu nén lấy: $\mu_{\min} = 0,5\%$.

$\mu_{\min} = 0,44\% < \mu_{\min}$, chứng tỏ tiết diện hơi lớn. Lúc này theo yêu cầu cấu tạo cần lấy $\mu \geq \mu_{\min}$, có nghĩa là cần lấy :

$$A_{st} \geq \mu_{\min} A = 0,5 \times \frac{120000}{100} = 600 \text{ mm}^2$$

Chọn cốt thép 4 ϕ 16 có diện tích: $A_{st} = 804 \text{ mm}^2$.

Cốt thép đai dùng ϕ 6, khoảng cách a200.

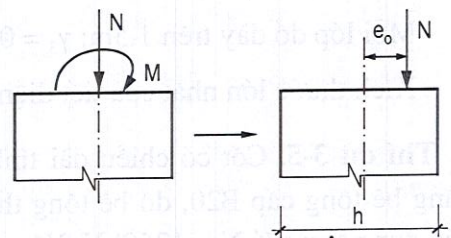
Ghi chú: Có thể tính được $A_{st} < 0$ chứng tỏ tiết diện quá lớn, lúc này nên giảm kích thước, tính lại. Nếu không giảm kích thước thì lấy $A_{st} = \mu_{\min} A$ như trong thí dụ trên.

Khi tính ra được $\mu > \mu_{\max} = 6\%$ chứng tỏ kích thước tiết diện quá bé. Cần tăng kích thước hoặc tăng cấp bê tông và tính lại.

3.5.4. Cấu kiện nén lệch tâm

Cấu kiện vừa chịu lực nén N vừa chịu mômen uốn M . Có thể đổi cặp nội lực gồm N và M thành một lực nén N đặt cách trục cấu kiện một đoạn e_0 gọi là độ lệch tâm (hình 3.13).

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (3-21)$$



Hình 3.13. Sơ đồ cấu kiện nén lệch tâm

Đặt $\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h}$ gọi là độ lệch tâm tương đối.

Khi ε_0 là bé ($\leq 0,16$) toàn bộ tiết diện chịu nén. Với ε_0 lớn, phía gần với N chịu nén còn phía xa N chịu kéo.

Tính toán cốt thép cấu kiện nén lệch tâm khá phức tạp, có nhiều trường hợp. Trong tính toán thực hành có thể dùng cách tra biểu đồ hoặc dùng các phần mềm tính toán trên máy.

3.6. BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC

3.6.1. Đại cương

Bê tông cốt thép thông thường có nhược điểm là dễ bị nứt và chỉ dùng được các cốt thép có cường độ thấp hoặc trung bình ($R_s = 200 \div 500 \text{ MPa}$), không dùng được có hiệu

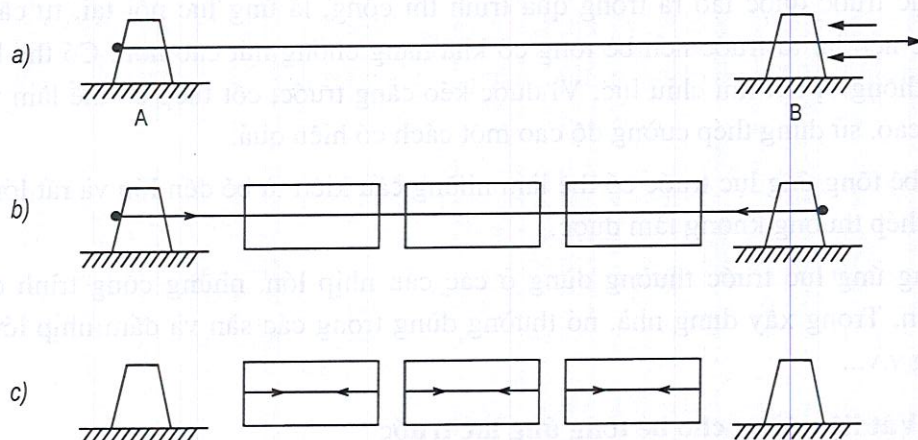
quả cốt thép cường độ cao ($R_s = 600\div 1500\text{MPa}$). Để khắc phục những nhược điểm này và mở rộng phạm vi sử dụng bê tông cốt thép người ta đã sáng chế ra bê tông ứng lực trước. Đó là một dạng bê tông cốt thép đặc biệt, dùng cốt thép cường độ cao và được gây ứng lực trước trong khi thi công. Gây ứng lực trước chủ yếu bằng phương pháp căng (kéo) cốt thép.

3.6.2. Phương pháp tạo ứng lực trước

Có hai phương pháp chủ yếu tùy thuộc quá trình kéo căng cốt thép là phương pháp căng trước và căng sau.

3.6.2.1. Phương pháp căng trước

Làm các bệ A, B. Neo cốt thép vào bệ A và tỳ vào bệ B để kéo căng cốt thép (hình 3.14a). Chốt chặt cốt thép lại. Ghép ván khuôn, đổ bê tông (hình 3.14b). Khi bê tông đã có đủ cường độ cần thiết thì buông, cắt cốt thép (hình 3.14c). Cốt thép co lại, nhờ có lực dính bám mà nó truyền lực vào bê tông, làm cho bê tông chịu nén.

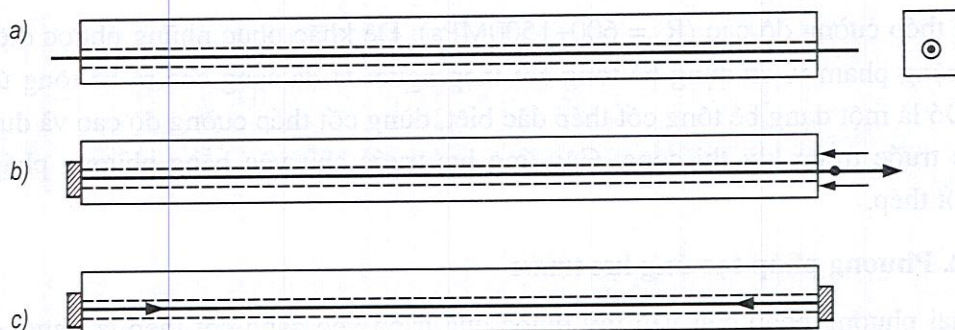


Hình 3.14. Phương pháp căng trước

Phương pháp căng trước thường dùng để chế tạo những cấu kiện lắp ghép. Mỗi lần căng cốt thép có thể chế tạo từng cấu kiện riêng hoặc chế tạo đồng thời nhiều cấu kiện cùng loại.

3.6.2.2. Phương pháp căng sau

Cốt thép được đặt trong ống hoặc vỏ bọc (gọi là ống gen), đổ bê tông ôm lấy ống (vỏ cốt thép (hình 3.15a). Khi bê tông khô cứng đủ cường độ, dùng thiết bị chuyên dụng tì lên bê tông để kéo cốt thép. Có thể neo cốt thép tại một đầu, kéo đầu kia hoặc đồng thời kéo cả hai đầu (khi cốt thép quá dài mà lại đặt theo đường cong). Quá trình kéo cốt thép đồng thời là quá trình nén bê tông (hình 3.15b). Kéo xong neo cốt thép lại và như vậy cốt thép chịu kéo, bê tông chịu nén. Tùy trường hợp cần thiết mà bơm vữa vào ống để bảo vệ cốt thép hoặc không (cốt thép đã được bảo vệ bằng biện pháp khác).



Hình 3.15. Phương pháp căng sau

Phương pháp căng sau thường dùng cho các kết cấu đổ bê tông tại chỗ, cũng dùng được cho kết cấu lắp ghép.

3.6.3. Tác dụng của ứng lực trước

Ứng lực trước được tạo ra trong quá trình thi công, là ứng lực nội tại, tự cân bằng. Nhờ được nén lại từ trước nên bê tông có khả năng chống nứt cao hơn. Có thể làm cho bê tông không bị nứt khi chịu lực. Vì được kéo căng trước, cốt thép có thể làm việc với ứng suất cao, sử dụng thép cường độ cao một cách có hiệu quả.

Dùng bê tông ứng lực trước có thể làm những cấu kiện từ bé đến lớn và rất lớn mà bê tông cốt thép thường không làm được.

Bê tông ứng lực trước thường dùng ở các cầu nhịp lớn, những công trình đặc biệt ngoài biển. Trong xây dựng nhà, nó thường dùng trong các sàn và dầm nhịp lớn, trong cọc móng v.v...

3.6.4. Vật liệu dùng cho bê tông ứng lực trước

Bê tông chủ yếu là loại có cấp độ bền khá cao.

Cốt thép chủ yếu là các loại thép rắn có cường độ cao. Loại này thường được sản xuất thành các sợi có đường kính 3÷8mm, mặt ngoài sợi là trơn nhẵn hoặc có gờ. Sợi có gờ thường dùng thành từng sợi riêng, trong phương pháp căng trước. Sợi trơn nhẵn thường được bện xoắn lại với nhau tạo thành kiểu dây thừng, dây cáp dùng cho trường hợp căng sau cũng như căng trước. Có thể ghép thành bó gồm các sợi song song dùng trong phương pháp căng sau.

Neo cốt thép là một thiết bị dùng để giữ chặt mút cốt thép ở đầu cấu kiện. Tùy theo kiểu bện hoặc bó cốt thép mà có nhiều kiểu neo khác nhau.

3.7. KẾT CẤU GẠCH ĐÁ

Kết cấu gạch đá được tạo nên bằng cách liên kết các viên gạch, đá thành dạng khối xây.

3.7.1. Vật liệu khối xây

3.7.1.1. Gạch

Gạch là vật liệu nhân tạo được sản xuất theo hai dạng: nung và không nung.

Gạch nung thường bằng đất sét, được ép thành viên, đem nung chín trong các lò. Gạch đất sét nung có các loại: gạch đặc, gạch có lỗ rỗng. Kích thước các viên gạch theo một số quy cách nào đó phụ thuộc vào công nghệ.

Gạch không nung có các loại như gạch xilicat, gạch bê tông, gạch than xỉ v.v...

Để đánh giá chất lượng người ta dùng mác gạch, dựa vào cường độ chịu nén và chịu uốn. Gạch chất lượng thấp có các mác 10, 20, 35, 50. Mác trung bình: 75; 100; 150, mác cao từ 200 trở lên.

Để làm kết cấu chịu lực thường chỉ dùng các loại gạch đặc hoặc có ít lỗ rỗng, có mác trung bình. Gạch mác thấp dùng cho công trình tạm, vách ngăn. Gạch mác cao dùng cho các công trình đặc biệt. Gạch có nhiều lỗ rỗng chủ yếu dùng cho các vách ngăn, tường ngăn (không chịu lực) hoặc cũng có thể dùng cho tường chịu lực bé (nhà một, hai tầng).

3.7.1.2. Đá

Đá được khai thác từ thiên nhiên. Tùy theo công nghệ chế tác và hình dáng phân ra hai loại: đá học và đá quy cách.

Đá học được đập thành từng viên có hình dáng bất kỳ, có các kích thước to nhỏ khác nhau.

Đá quy cách được cưa, đẽo thành những viên có hình dáng chuẩn.

Đá học chủ yếu dùng để xây móng, các loại tường chắn, tường nhà thấp tầng. Đá quy cách dùng để xây các kết cấu chịu lực lớn như cầu, cống, tường nhà ...

3.7.1.3. Vữa

Vữa có hai tác dụng:

1. Để liên kết các viên gạch đá, truyền lực trong khối xây;
2. Để lấp kín các khe hở, làm cho khối xây có được độ đặc chắc cần thiết.

Vừa cần thỏa mãn hai yêu cầu:

1. Có đủ cường độ cần thiết, đặc biệt là độ bám dính với các viên gạch đá để bảo đảm sự truyền lực.

2. Độ linh động (độ dẻo) để dễ thao tác khi xây, để dễ lấp kín khe hở.

Thành phần chủ yếu của vữa là chất kết dính, chủ yếu là xi măng hoặc vôi, trộn với cát, nước (cũng có thể dùng các loại chất kết dính khác).

Để đánh giá chất lượng người ta dùng mác vữa, dựa vào cường độ chịu nén. Mác vữa thấp: 2; 4; 7; 10. Mác vữa trung bình: 25; 50. Mác vữa cao: 75; 100; 150. Khi vữa mới xây xong, vữa chưa có cường độ, gọi là mác 0.

Vữa xi măng thường có cường độ lớn, có thể tạo vữa mác trung bình và cao nhưng độ linh động thường kém.

Vữa vôi có cường độ tương đối thấp nhưng độ linh động cao.

Vữa tam hợp dùng kết hợp cả vôi và xi măng, có thể đạt mác từ 10 đến 100 và có độ linh động tương đối tốt.

Phản ứng hóa học xảy ra trong vữa vôi tương đối chậm và vữa cần nhận được khí CO_2 từ môi trường, vì vậy sau khi trộn, có thể ủ vữa trong thời gian tương đối dài và chỉ dùng vữa ở những nơi khô, thoáng.

Phản ứng hóa học trong vữa xi măng (xi măng + nước) xảy ra trong nội bộ và trong thời gian ngắn. Vì vậy có thể dùng vữa xi măng ở chỗ khô, thoáng cũng như chỗ kín, ẩm ướt nhưng sau khi đã trộn xi măng với nước thì phải dùng ngay trong thời gian ninh kết của xi măng.

3.7.2. Cường độ khối xây

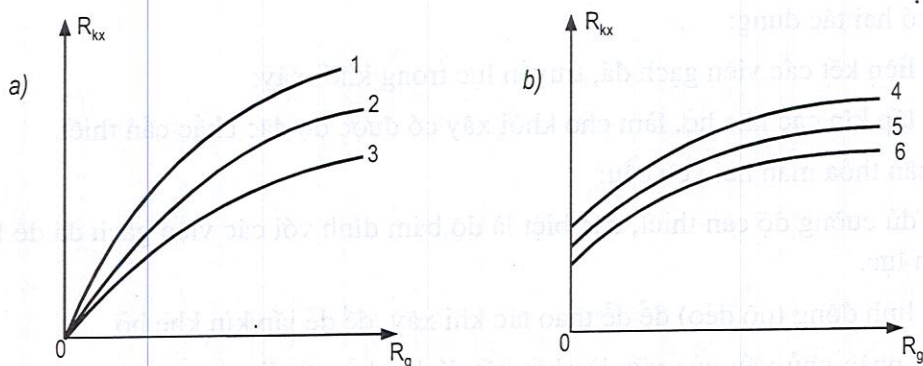
Với khối xây cần xác định cường độ chịu nén, chịu kéo và chịu cắt.

3.7.2.1. Cường độ chịu nén

Cường độ chịu nén của khối xây, ký hiệu R_{kx} phụ thuộc chủ yếu vào cường độ gạch R_g , cường độ vữa R_v . Ngoài ra R_{kx} còn phụ thuộc một vài yếu tố khác như chiều dày viên gạch, chiều dày lớp vữa, chất lượng xây.

Sự tăng của R_{kx} theo R_g thể hiện trên hình 3.15a trong đó các đường 1; 2; 3 ứng với các cường độ vữa $R_{v1} > R_{v2} > R_{v3}$.

Sự tăng của R_{kx} theo R_v thể hiện trên hình 3.15b, trong đó các đường 4; 5; 6 ứng với các cường độ gạch khác nhau. Khi $R_v = 0$ có $R_{kx} \neq 0$, đó là lúc vữa mới xây xong khối xây vẫn có khả năng chịu một lực nào đó.



Hình 3.15. Đồ thị quan hệ R_{kx} với R_g và R_v

Trong tiêu chuẩn thiết kế, giáo trình kết cấu gạch đá và các tài liệu tham khảo có các bảng tra R_{kx} theo mác gạch và mác vữa.

3.7.2.2. Cường độ chịu kéo, chịu cắt

Sự phá hoại về kéo và cắt của khối xây là khá phức tạp. Nó có thể xảy ra theo tiết diện phẳng tiếp xúc giữa vữa và gạch, theo tiết diện cắt qua giữa mạch vữa, theo mặt dính dắc qua khe đứng và ngang giữa các viên gạch hoặc cắt qua viên gạch và mạch vữa (khi cường độ chịu kéo của gạch quá thấp).

Cường độ chịu kéo của khối xây khá thấp và phụ thuộc chủ yếu vào chất lượng vữa, chất lượng xây.

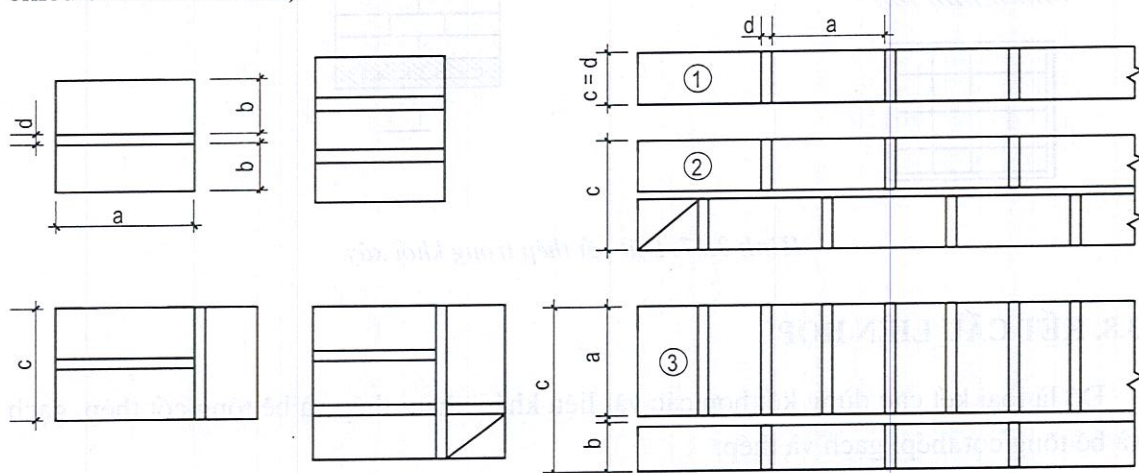
3.7.3. Kích thước của tường, cột

Với tường và cột gạch, khi chọn kích thước cần phải quan tâm tới các yêu cầu sau:

- Đủ khả năng chịu lực.
- Bảo đảm yêu cầu cần hạn chế độ mảnh.
- Phải phù hợp với kích thước các viên gạch.

Với tường đá hộc, chiều dày có thể chọn không phụ thuộc kích thước viên đá nhưng phải lớn hơn 30cm.

Một số dạng tiết diện cột gạch, tường gạch thể hiện trên hình 3.16, với bề rộng viên gạch là b , chiều dài a , chiều dày lớp vữa $d = 10 \div 15 \text{ mm}$. Tường ở hình ① gọi là tường nửa gạch (tường con kiến), ở hình ②: tường một gạch, hình ③: tường gạch ruồi (lấy chiều dài a làm chuẩn).



Hình 3.16. Một số tiết diện cột và tường gạch

Độ mảnh của cột, tường: $\lambda = \frac{H}{c}$, trong đó: H là chiều cao cột tường, c là bề dày của tường hoặc cạnh bé tiết diện cột. Điều kiện là:

$$\lambda \leq \lambda_0 \quad (3-22)$$

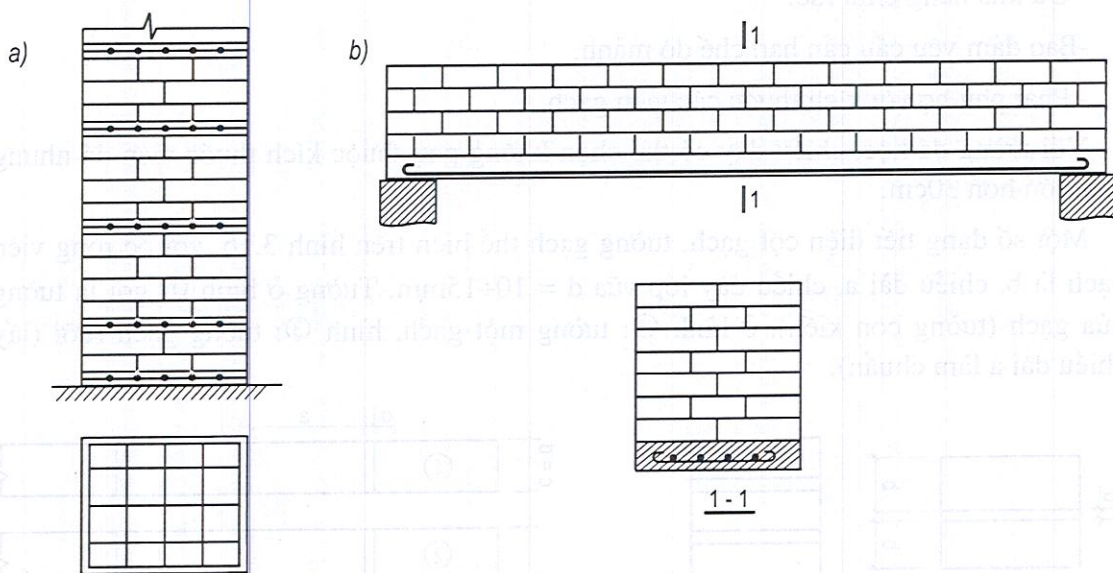
λ_0 - độ mảnh giới hạn (xem phần tham khảo C5).

3.7.4. Kết cấu gạch đá cốt thép

Trong một số trường hợp đặc biệt, để tăng khả năng chịu lực, có thể đặt cốt thép vào khối xây. Có hai cách: đặt các lưới thép ngang và các cốt thép dọc.

Lưới thép ngang bằng các sợi đường kính 3÷6mm, đặt trong các mạch vữa ngang của cột hoặc tường. Theo chiều cao, cứ cách 2÷4 lớp gạch đặt một lưới (hình 3.17a). Làm như vậy để hạn chế biến dạng ngang của khối xây, ngăn cản các vết nứt dọc, vì thế tăng khả năng chịu lực nén của tường/cột.

Cốt thép dọc được dùng cho cột hoặc dầm, có cấu tạo gần như cấu kiện bê tông cốt thép, nhằm tăng khả năng chịu nén của cột hoặc khả năng chịu uốn của dầm (hình 3.17b).



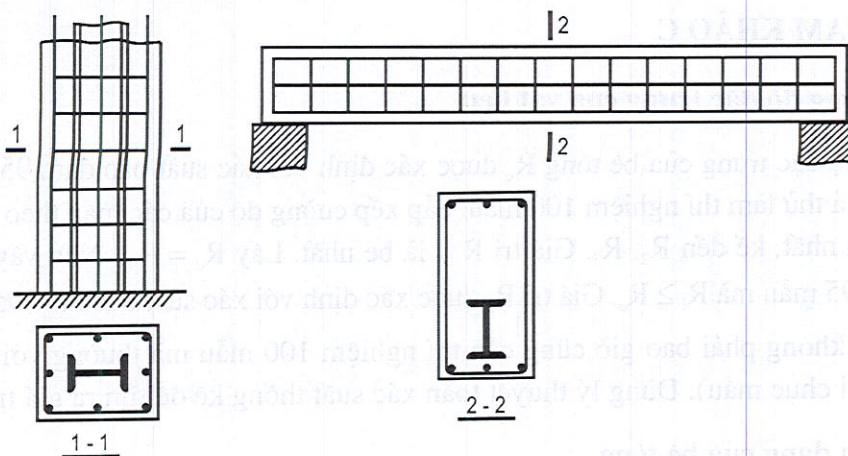
Hình 3.17. Đặt cốt thép trong khối xây

3.8. KẾT CẤU LIÊN HỢP

Đó là loại kết cấu dùng kết hợp các vật liệu khác nhau: thép và bê tông cốt thép; gạch và bê tông cốt thép; gạch và thép.

3.8.1. Liên hợp thép và bê tông

Thường gặp dưới hai dạng: thép trong bê tông và thép ngoài bê tông. Dạng thép trong bê tông cấu tạo bằng cách đặt các thép hình (thép chữ I, chữ L...) vào bên trong cột hoặc dầm bê tông cốt thép. Cũng có thể nói ngược lại là làm cột hoặc dầm bằng thép hình rồi bọc bên ngoài bằng bê tông cốt thép (hình 3.18). Khả năng chịu lực của cấu kiện được tính bằng tổng khả năng của cả hai thứ vật liệu. Kết cấu loại này thường dùng cho những nhà rất cao.



Hình 3.18. Cột và dầm liên hợp thép - bê tông

Dạng thép ngoài bê tông thường gặp trong sàn nhà, mặt cầu. Dùng các dầm thép để đỡ bản bê tông cốt thép.

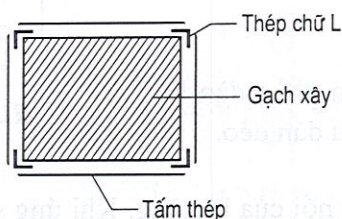
3.8.2. Liên hợp gạch và bê tông cốt thép

Đó là việc đặt các giằng bê tông cốt thép trong tường gạch, là xây chèn gạch vào khoảng trống của khung bê tông cốt thép, là làm móng kết hợp giữa dầm, giằng, bản bê tông cốt thép với một phần xây gạch đá. Sự kết hợp này dựa trên nguyên tắc là dùng bê tông cốt thép để chịu những nội lực kéo phát sinh trong tường, làm cho khả năng chịu lực tổng thể của nó được tăng lên. Riêng trong khung chèn gạch, tường gạch xây chèn làm tăng độ cứng tổng thể của khung.

Trong nhiều trường hợp việc dùng kết cấu liên hợp gạch và bê tông cốt thép đạt hiệu quả cao về sử dụng vật liệu hợp lý, tiết kiệm và thi công thuận lợi hơn.

3.8.3. Liên hợp giữa gạch và thép

Thường gặp khi cần gia cố các cột gạch. Dùng các thép chữ L ốp vào các góc của cột, dùng các tấm thép hàn chúng lại thành khung không gian, bên ngoài trát vữa (hình 3.19).



Hình 3.19. Mặt cắt cột gạch gia cố bằng thép

PHẦN THAM KHẢO C

C1. Cường độ đặc trưng của vật liệu

Cường độ đặc trưng của bê tông R_c được xác định với xác suất bảo đảm 95%. Ý nghĩa như sau: Giả thử làm thí nghiệm 100 mẫu. Sắp xếp cường độ của các mẫu theo thứ tự giảm dần: R_1 lớn nhất, kể đến R_2, R_3 . Giá trị R_{100} là bé nhất. Lấy $R_c = R_{95}$. Như vậy, trong 100 mẫu sẽ có 95 mẫu mà $R_i \geq R_c$. Giá trị R_c được xác định với xác suất bảo đảm 95%.

Thực tế không phải bao giờ cũng cần thí nghiệm 100 mẫu mà thường với số lượng ít hơn (chỉ vài chục mẫu). Dùng lý thuyết toán xác suất thống kê để tìm ra giá trị R_c .

C2. biến dạng của bê tông

Bê tông có biến dạng phức tạp như co ngót, biến dạng đàn hồi và dẻo, từ biến, do nhiệt độ v.v...

a) *Co ngót*: Khi khô cứng trong không khí bê tông co loại, biến dạng co ngót tăng dần theo thời gian trong khoảng vài tháng đầu tiên và có thể đạt $(4 \div 6)10^{-4}$ (một mét dài co mất 0,4÷0,6mm). Độ co ngót sẽ tăng lên khi dùng nhiều xi măng, nhiều nước, xi măng có hoạt tính cao, trong môi trường khô hanh. Co ngót là hiện tượng có hại, nếu bê tông không được co tự do, bị cản trở thì có thể xuất hiện các vết nứt. Để giảm co ngót cần dùng lượng xi măng vừa phải, giảm lượng nước, thi công bảo đảm chất lượng. Khi thi công các bản, dầm kích thước lớn phải phân đoạn để đổ bê tông v.v...

b) *Biến dạng đàn hồi và dẻo*. Lấy mẫu bê tông có chiều dài ban đầu là l (hình C1.a). Thí nghiệm nén với lực P , mẫu bị co ngắn lại một đoạn là Δ (hình C1.b). Cất bỏ lực P , mẫu dãn ra một đoạn Δ_1 nhỏ hơn Δ . Mẫu không trở về kích thước ban đầu.

Gọi Δ_1 là biến dạng đàn hồi, có thể hồi phục.

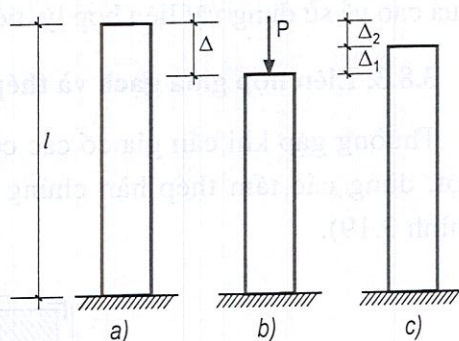
Đặt $\Delta_2 = \Delta - \Delta_1$ là biến dạng dẻo, không hồi phục được.

Đặt các biến dạng tỷ đối:

$$\varepsilon = \frac{\Delta}{l}; \quad \varepsilon_1 = \frac{\Delta_1}{l}; \quad \varepsilon_2 = \frac{\Delta_2}{l};$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2.$$

Biến dạng của bê tông gồm phần đàn hồi và dẻo. Như vậy bê tông là vật liệu đàn dẻo.



Hình C1. Biến dạng của bê tông

Đặt $\nu = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon}$ gọi là hệ số đàn hồi của bê tông. Khi ứng suất trong bê tông còn rất bé, ν gần bằng 1, biến dạng chủ yếu là đàn hồi. Khi tăng ứng suất lên ν giảm dần, có thể giảm đến 0,15 hoặc còn bé hơn. Như vậy ứng suất càng tăng thì biến dạng dẻo càng tăng.

c) *Từ biến*: Đó là hiện tượng tăng biến dạng dẻo theo thời gian khi lực tác dụng lâu dài. Từ biến làm tăng biến dạng, chuyển vị của kết cấu. Tuy vậy về một mặt nào đó từ biến có tác dụng tốt đến sự làm việc của kết cấu siêu tĩnh, làm giảm giá trị mômen ở những vùng nội lực lớn và làm tăng ở vùng nội lực bé. Đó là hiện tượng phân phối lại mômen, có lợi cho sự chịu lực. Lý thuyết và tính toán về từ biến là những vấn đề khá phức tạp trong lĩnh vực bê tông cốt thép.

d) *Biến dạng nhiệt*: Đó là sự co ngắn hoặc giãn dài khi nhiệt độ thay đổi. Khi biến dạng này bị cản trở sẽ làm phát sinh nội lực, thường có thể gây nứt trong bê tông.

Hệ số biến dạng nhiệt của bê tông vào khoảng 1×10^{-5} .

e) *Mô đun đàn hồi của bê tông*

Đặt σ là ứng suất trong bê tông. Gọi E_b là mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông, được xác định theo biểu thức:

$$E_b = \frac{\sigma}{\varepsilon_1}$$

Giá trị E_b phụ thuộc chất lượng bê tông, thay đổi trong khoảng 25000÷40000MPa (tra bảng hoặc tính theo công thức thực nghiệm).

Mô đun biến dạng E'_b :

$$E'_b = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \nu E_b$$

Thường gọi E_b là mô đun tiếp tuyến còn E'_b là mô đun cát tuyến (tiếp tuyến, cát tuyến của đường cong, biểu đồ $\sigma - \varepsilon$).

C3. Tính khả năng chịu lực khi $\xi > \xi_R$

Khi tính ξ theo công thức (3-14) mà xảy ra $\xi > \xi_R$ chứng tỏ cốt thép quá nhiều, không thể dùng hết khả năng. Lúc này không được dùng công thức (3-16) để tính M vì công thức đó dựa vào điều kiện cốt thép được dùng hết khả năng. Phải lập công thức tính theo khả năng chịu nén của bê tông:

$$M = \alpha_m R_b b h_0^2$$

Khi xảy ra $\xi > \xi_R$ thì lấy $\alpha_m = \alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R)$.

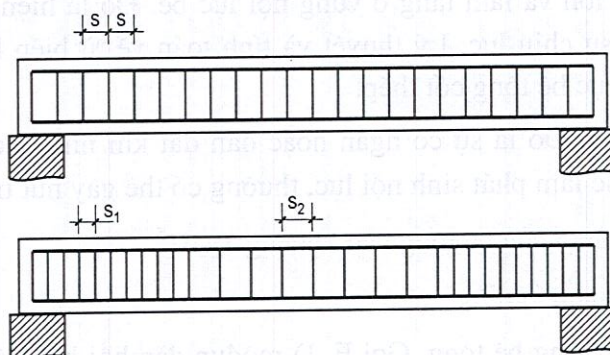
C4. Cốt thép đai trong dầm

Cấu tạo cốt thép đai cần tuân theo các điều kiện sau:

Đường kính: $\phi_d \geq 5\text{mm}$ khi chiều cao dầm $h \leq 800\text{mm}$.

$\phi_d \geq 8\text{mm}$ khi chiều cao dầm $h > 800\text{mm}$.

Khoảng cách giữa các đai theo phương trục dầm là s . Có thể đặt s đều nhau trong toàn dầm hoặc khác nhau, ở đoạn gần gối tựa đặt đai dày hơn, ở đoạn giữa mỗi nhịp dầm đặt đai thưa hơn (vì lực cắt bé hơn).



Hình C2. Cấu tạo cốt thép đai

Trong đoạn gần gối tựa:

Khi: $h \leq 450\text{mm}$ lấy $s \leq \min \left(\frac{h}{2} \text{ và } 150\text{mm} \right)$

$h > 450\text{ mm}$ lấy $s \leq \min \left(\frac{h}{3} \text{ và } 500\text{mm} \right)$

Trong đoạn giữa dầm, khi $h > 300\text{mm}$ lấy $s \leq \min \left(\frac{3h}{4} \text{ và } 500 \right)$.

Với dầm làm bằng bê tông nặng, nếu thỏa mãn điều kiện sau thì không cần tính toán hoặc kiểm tra cốt thép đai chịu lực cắt:

$$Q \leq Q_{bt} = 0,75R_{bt}bh_0$$

R_{bt} - cường độ tính toán về kéo của bê tông;

Q - lực cắt lớn nhất trong dầm;

Q_{bt} - khả năng chống cắt của tiết diện bê tông.

Khi điều kiện vừa nêu không được thỏa mãn, nghĩa là xảy ra $Q > Q_{bt}$ thì cần thỏa mãn hai điều kiện (a) và (b).

Điều kiện về bê tông chịu nén:

$$Q \leq Q_{bt} = 0,3R_bbh_0 \quad (a)$$

Điều kiện về cốt thép đai:

$$Q \leq Q_{bsw} = 2,8h_0\sqrt{R_{bt}bq_{sw}} \quad (b)$$

R_b - cường độ tính toán về nén của bê tông;

Q_{bsw} - khả năng chịu cắt của dầm do bê tông và cốt thép đai;

q_{sw} - phần lực cắt do cốt thép đai chịu được đem tính phân bố ra trên đơn vị dài của dầm:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}$$

A_{sw} - diện tích tiết diện ngang của một lớp cốt thép đai;

R_{sw} - cường độ tính toán của cốt thép đai, thường lấy: $R_{sw} = (0,7 \div 0,8) R_s$.

Thí dụ: Dầm có tiết diện $b = 250\text{mm}$; $h = 600\text{mm}$; $h_0 = 560\text{mm}$, bê tông cấp B20. Lực cắt lớn nhất ở gối: $Q = 160\text{kN}$.

Yêu cầu chọn đặt cốt đai, kiểm tra khả năng chống cắt.

a) Số liệu: B20 có $R_b = 11,5\text{MPa}$; $R_{bt} = 0,9\text{MPa}$.

Cốt thép đai bằng thép CI có $R_s = 225$; $R_{sw} = 175\text{MPa}$.

Chọn đường kính cốt thép đai 6mm, mỗi lớp đai có hai nhánh, $\phi 6$ có diện tích $28,3\text{mm}^2$;

$$A_{sw} = 2 \times 28,3 = 56,6\text{mm}^2.$$

$$h = 600\text{mm} > 450, \text{ chọn } s \leq \min \left(\frac{h}{3}; 500 \right) = 200\text{mm}; s = 200\text{mm}.$$

b) Tính toán:

$$Q_{b0} = 0,75 R_{bt} b h_0 = 0,75 \times 9 \times 250 \times 560 = 94500 \text{ Niuton} = 94,5\text{kN}.$$

$Q = 160 > Q_{b0}$ phải tính toán kiểm tra.

$$Q_{bt} = 0,3 R_b b h_0 = 0,3 \times 11,5 \times 250 \times 560 = 483000\text{N} = 483\text{kN}.$$

$Q = 160 < Q_{bt} = 483$. Thỏa mãn điều kiện về bê tông chịu nén.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{175 \times 56,6}{200} = 49,5 \text{ N/mm}$$

$$Q_{bsw} = 2,8 h_0 \sqrt{R_{bt} b q_{sw}} = 2,8 \times 560 \sqrt{0,9 \times 250 \times 49,5} = 165400 \text{ N}$$

$$Q_{bsw} = 165,4\text{kN}. \text{ Thỏa mãn điều kiện: } Q \leq Q_{bsw}.$$

C5. Độ mảnh giới hạn của kết cấu gạch đá: λ_0 .

Với cột: $\lambda_0 = k_c \beta_0$.

Với tường: $\lambda_0 = k_t \beta_0$ trong đó $k_t = \max (k_a \text{ và } k_c)$

$$k_a = k_1 k_2 k_3 k_4 k_5$$

β_0 - hệ số tùy thuộc mức vữa. Với mức gạch ≥ 75 , giá trị β_0 cho trong bảng.

k_c - hệ số, phụ thuộc cạnh tiết diện cột, cho trong bảng.

Mức vữa	β_0
≥ 50	25
25	22
10	20

Cạnh nhỏ nhất của cột	Giá trị k_c ứng với	
	Gạch, đá quy cách	Đá học
$\geq 90\text{cm}$	0,75	0,6
70÷89	0,70	0,55
50÷69	0,65	0,50
$\leq 50\text{cm}$	0,60	0,45

k_1 - hệ số loại gạch đá. Với gạch đá quy cách $k_1 = 1$; đá học $k_1 = 0,8$;

k_2 - hệ số tình trạng. Với tường chịu lực: $k_2 = 1$. Với tường tự mang (không chịu lực), khi $c \geq 22\text{cm}$ lấy $k_2 = 1,2$; khi $c \leq 11\text{cm}$ lấy $k_2 = 1,8$.

k_3 - hệ số xét đến lỗ cửa trong tường. Với tường đặc $k_3 = 1,0$. Với tường có lỗ cửa:

$$k_3 = \sqrt{\frac{A_{\text{thực}}}{A_{\text{nguyên}}}}$$

$A_{\text{thực}}$ - diện tích bề mặt thực của tường (đã trừ lỗ cửa);

$A_{\text{nguyên}}$ - diện tích nguyên (kể cả lỗ cửa);

k_4 - hệ số xét đến tỷ lệ kích thước. Đặt H là chiều cao tường, l là chiều dài tường;

Khi $l \leq H$ lấy $k_4 = 1,2$; khi $H < l \leq 2,5H$ lấy $k_4 = 1$;

$2,5H < l \leq 3,5H$ lấy $k_4 = 0,9$; khi $H > 3,5l$ lấy $k_4 = 0,8$.

k_5 - hệ số liên kết.

Tường có liên kết ở bên trên: $k_5 = 1,0$;

Tường có đỉnh tự do (không có liên kết): $k_5 = 0,7$.

Chương 4

KẾT CẤU SÀN

4.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU SÀN

4.1.1. Đặc điểm làm việc

Kết cấu sàn thường ở vị trí nằm ngang (có thể hơi nghiêng) chịu các tải trọng thẳng đứng (theo phương vuông góc với mặt sàn) như tĩnh tải, hoạt tải đứng...

Kết cấu sàn được đặt lên các gối tựa theo phương đứng là tường, cột, khung.

Dưới tác dụng của tải trọng đứng, kết cấu sàn làm việc chịu uốn.

Trong nhà nhiều tầng, kết cấu sàn còn có nhiệm vụ quan trọng là vách cứng nằm ngang để truyền tải trọng gió lên các kết cấu chịu lực chính như các khung, vách cứng đứng, lõi cứng...

Khi nhà bị lún không đều gây uốn tổng thể, sàn còn bị kéo hoặc bị nén. Kết cấu sàn có thể phải chịu nội lực phát sinh do thay đổi nhiệt độ.

Khi thiết kế sàn chủ yếu chỉ tính toán với tải trọng thẳng đứng. Các nhiệm vụ còn lại thường được giải quyết bằng các biện pháp cấu tạo.

4.1.2. Các loại sàn

Kết cấu sàn chủ yếu được làm bằng bê tông cốt thép. Ngoài ra cũng có thể làm bằng kết cấu thép, kết cấu gỗ...

Với sàn bê tông cốt thép, theo phương pháp thi công có thể chia ra:

- Sàn toàn khối, đổ bê tông tại vị trí thiết kế.
- Sàn lắp ghép, được chế tạo sẵn (kết cấu đúc sẵn).
- Sàn nửa lắp ghép.

Trong sàn toàn khối, tùy theo hình thức kết cấu có thể chia ra:

- Sàn sườn: Bản sàn được liên kết với tường hoặc dầm theo các cạnh.
- Sàn phẳng (sàn nấm): có bản đặt trực tiếp lên cột, không có dầm.

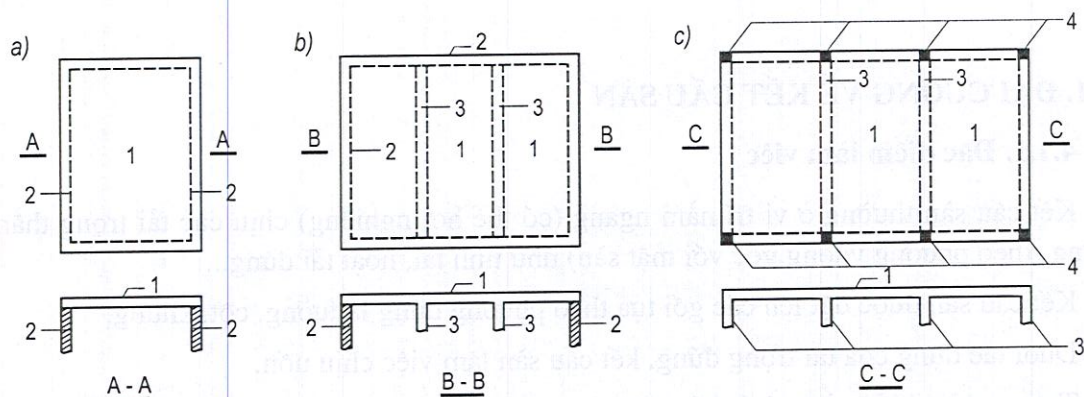
4.2. SÀN SƯỜN TOÀN KHỐI

4.2.1. Các bộ phận của sàn sườn

Sàn sườn bao gồm các bộ phận bản sàn và dầm.

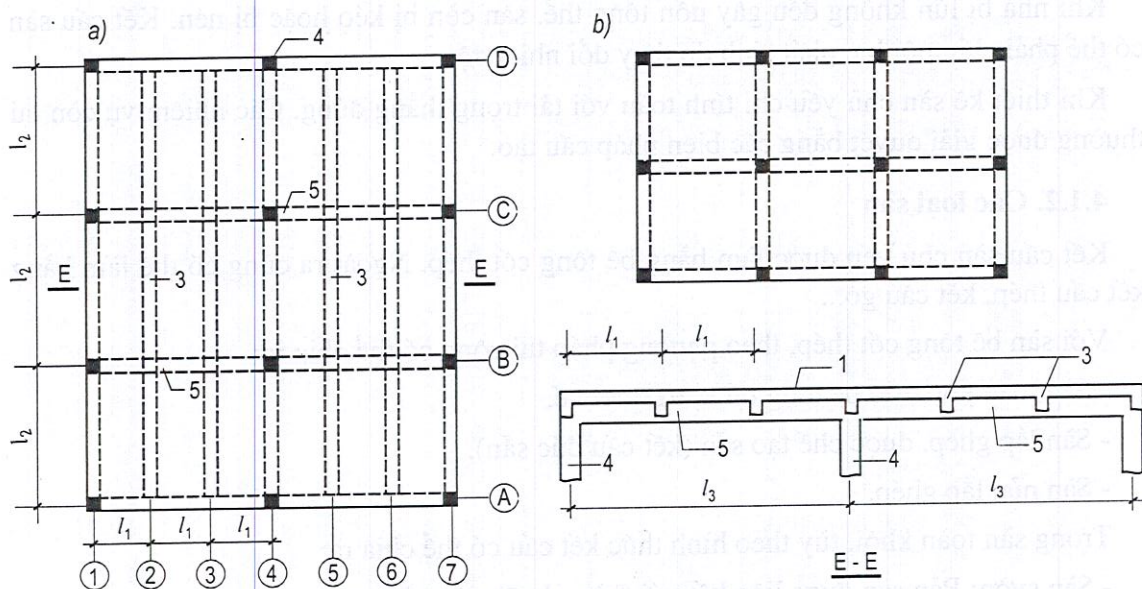
Gối đỡ sàn có thể là cột và tường.

Với các gian nhà có mặt bằng tương đối bé, dùng tường chịu lực thì có thể chỉ làm một bản sàn liên kết với tường (hình 4.1a). Với sàn gian nhà lớn hơn, dùng tường chịu lực có thể bố trí các dầm sàn song song theo một phương để chia bản thành các ô, dầm sàn kê lên tường chịu lực (hình 1.4b). Trường hợp dùng khung chịu lực mà khoảng cách giữa các khung không lớn lắm, các dầm khung vừa làm dầm sàn (hình 4.1c).



Hình 4.1. Mặt bằng sàn sườn loại bé (a) và vừa (b, c):

1- bản sàn; 2- tường chịu lực; 3- dầm; 4- cột khung



Hình 4.2. Mặt bằng sàn sườn với các dầm chính

Khi nhà có mặt bằng khá rộng, dùng khung chịu lực, hệ dầm thường được đặt theo hai phương trong đó cần phân biệt dầm sàn (3) và dầm khung (5) (hình 4.2a). Dầm khung (còn gọi là dầm chính) liên kết với cột tạo thành khung chịu lực ở các trục A, B, C, D. Dầm sàn (hoặc dầm phụ) trực tiếp đỡ bản, gối lên các dầm khung và tường. Dầm

từ trục 1 đến trục 7 trên hình 4.2a là các dầm sàn trong đó các dầm ở trục 1, 4, 7 là dầm sàn đặc biệt, chúng cùng với cột tạo nên các khung dọc của nhà.

Cũng có những mặt bằng sàn mà các dầm vừa đóng vai trò dầm sàn, vừa là dầm khung như trong hình 4.2b.

4.2.2. Sự làm việc của bản

Các gối tựa (dầm, tường) phân chia bản thành từng ô. Mỗi ô bản có thể có hình dáng bất kỳ (tam giác, hình thang, hình tròn...) nhưng thường là chữ nhật. Cần phân biệt ô bản đơn và bản liên tục.

Ô bản đơn khi sàn chỉ có một ô hoặc tuy có nhiều ô nhưng rời nhau ra.

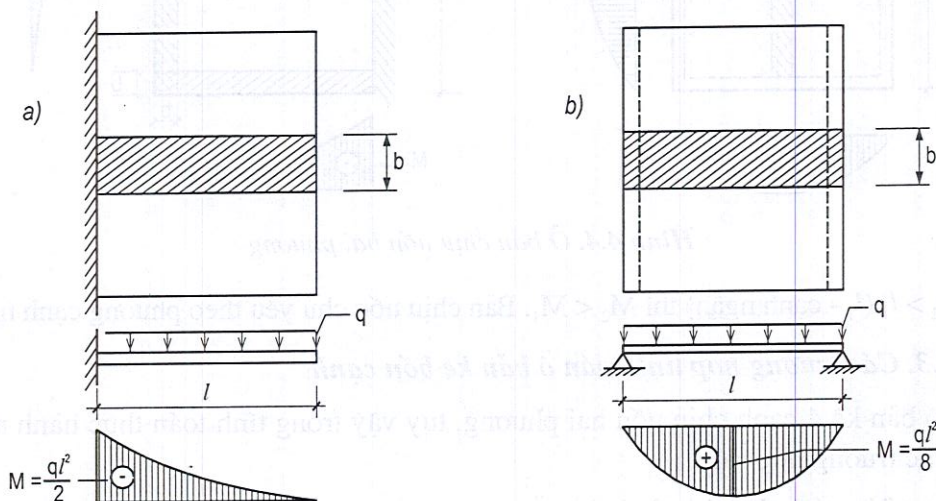
Bản liên tục khi có nhiều ô cạnh nhau, liên kết toàn khối với nhau.

Xét một ô bản đơn có mặt bằng chữ nhật chịu tải trọng phân bố đều vuông góc với bề mặt bản. Bản làm việc chịu uốn. Tùy theo liên kết mà ô bản bị uốn theo một phương hoặc hai phương.

4.2.2.1. Ô bản chịu uốn một phương

Khi ô bản có liên kết ngàm theo một cạnh còn ba cạnh tự do (hình 4.3a) hoặc ô bản có liên kết trên hai cạnh đối diện, song song (hình 4.3b) thì sẽ chịu uốn theo một phương vuông góc với cạnh có liên kết.

Tương đương cắt một dải bản theo phương chịu uốn, có bề rộng b . Mỗi dải bản sẽ làm việc như một dầm. Vì vậy bản chịu uốn một phương còn được gọi là bản loại dầm (hình 4.3).



Hình 4.3. Ô bản chịu uốn một phương

4.2.2.2. Ô bản chịu uốn hai phương

Ô bản liên kết theo cả bốn cạnh (hình 4.4a) hoặc liên kết ngàm trên hai cạnh vuông góc (hình 4.4b) sẽ chịu uốn theo cả hai phương. Tương đương lấy hai dải bản vuông góc

với nhau, mỗi dải có bề rộng b . Gọi l_1 ; l_2 là nhịp của bản theo hai phương, M_1 ; M_2 là mômen lớn nhất trong từng dải và v_1 ; v_2 là độ võng của mỗi dải ở chỗ giao nhau. Theo kết quả đã chứng minh được ở môn cơ học công trình:

$$v_1 = \beta \frac{M_1 l_1^2}{EJ}; \quad v_2 = \beta \frac{M_2 l_2^2}{EJ}$$

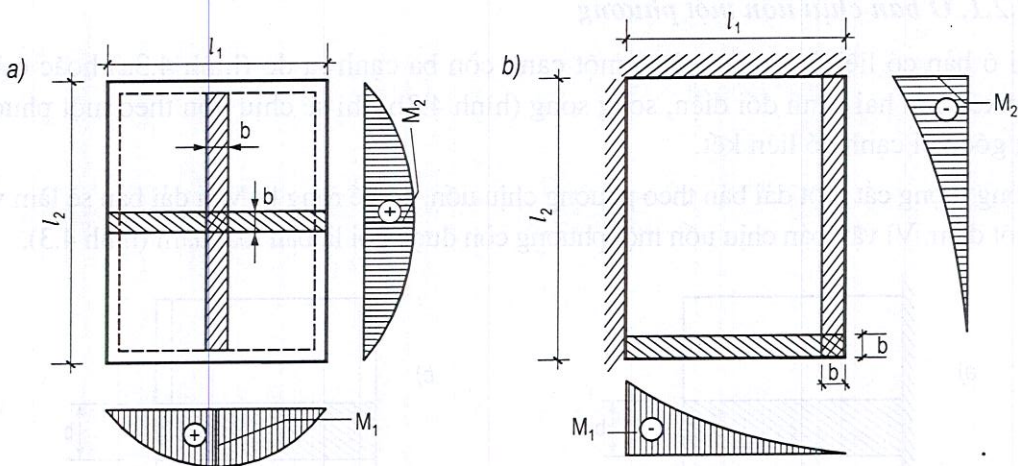
β - hệ số để tính độ võng, với các dải ở hình 4.4a thì $\beta = \frac{5}{48}$, ở hình 4.4b thì:

$$\beta = \frac{1}{4};$$

EJ - độ cứng chống uốn của dải bản.

Vì hai dải bản cùng làm việc chung nên $v_1 = v_2$; từ đó suy ra: $M_1 l_1^2 = M_2 l_2^2$ hay là:

$$M_2 = M_1 \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^2 \quad (4-1)$$



Hình 4.4. Ô bản chịu uốn hai phương

Với $l_2 > l_1$ (l_1 - cạnh ngắn) thì $M_2 < M_1$. Bản chịu uốn chủ yếu theo phương cạnh ngắn.

4.2.2.3. Các trường hợp tính toán ô bản kê bốn cạnh

Mỗi ô bản kê 4 cạnh chịu uốn hai phương, tuy vậy trong tính toán thực hành người ta chia ra các trường hợp sau:

Khi $l_2 < 2l_1$ - tính theo bản hai phương;

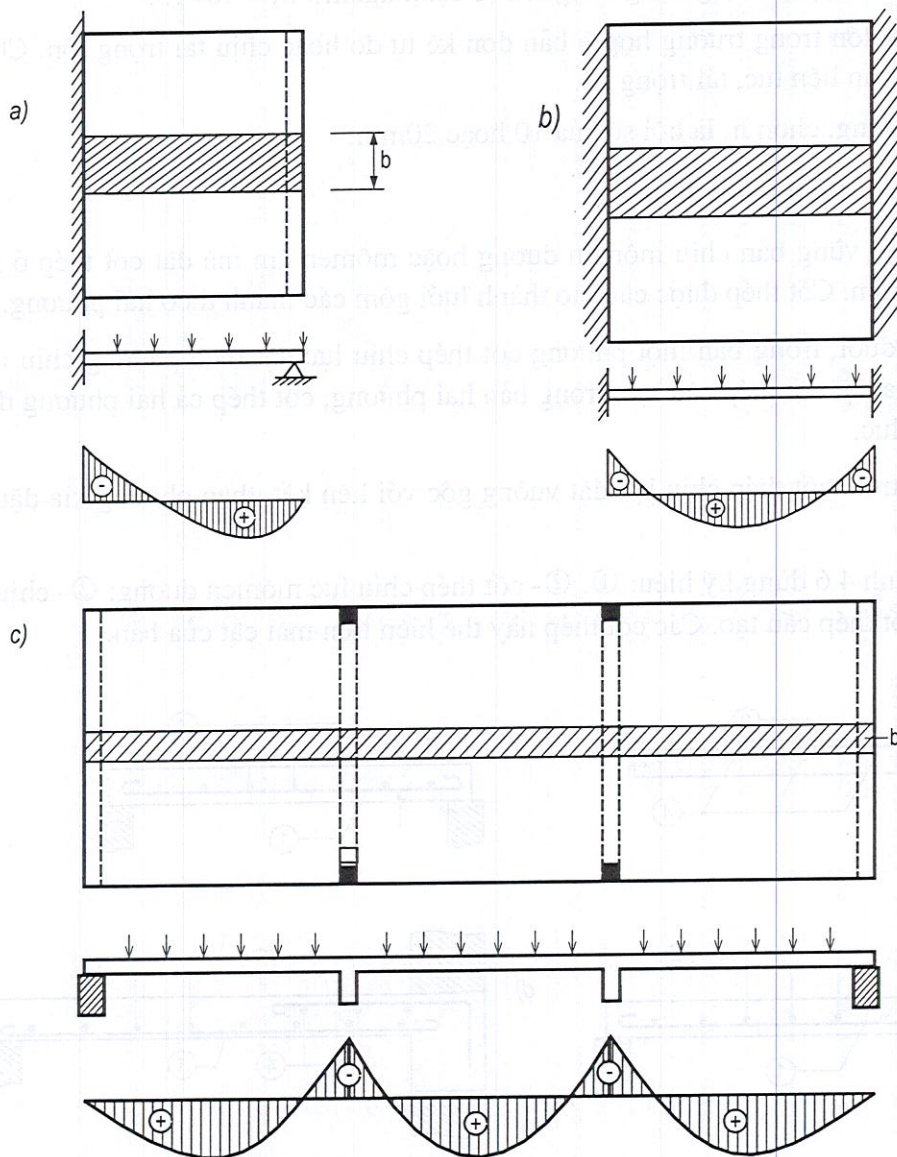
$l_2 \geq 3l_1$ - bỏ qua sự làm việc theo phương cạnh dài l_2 , tính toán như bản một phương,

$$\text{lúc này } \left(M_2 < \frac{1}{9} M_1 \right);$$

$2l_1 < l_2 < 3l_1$ - tùy mức độ yêu cầu mà có thể tính theo bản một phương hoặc hai phương.

4.2.2.4. Biểu đồ mômen của ô bản

Tùy theo liên kết ở các cạnh mà bản có thể chịu mômen dương hoặc âm. Với ô bản đơn kê tự do như trên hình 4.3b và 4.4a toàn ô bản chịu mômen dương. Với ô bản đơn các cạnh ngàm như hình 4.3a và 4.4b toàn ô bản chịu mômen âm. Hình 4.5 thể hiện biểu đồ mômen của một số dải bản trong đó có vùng chịu mômen dương, có vùng mômen âm.



Hình 4.5. Mômen trong bản

4.2.3. Chiều dày của bản

Chiều dày bản sàn (h_b) được chọn theo điều kiện bảo đảm khả năng chịu lực và thuận tiện cho thi công. Đồng thời phải thỏa mãn $h_b \geq h_{\min}$ ($h_{\min} = 40 \div 70 \text{ mm}$ tùy loại bản).

Theo điều kiện chịu lực, chọn: $h_b = \frac{l}{m}$.

Với ô bản một phương kê lên hai cạnh song song: $m = 30 \div 35$;

Với ô bản 2 phương kê bốn cạnh: $m = 40 \div 50$; l là cạnh ngắn.

Với ô bản một phương dạng côngxon (1 cạnh ngàm): $m = 10 \div 15$.

Chọn h_b lớn trong trường hợp ô bản đơn kê tự do hoặc chịu tải trọng lớn. Chọn h_b bé cho các ô bản liên tục, tải trọng bé.

Về thi công, chọn h_b là bội số của 10 hoặc 20mm.

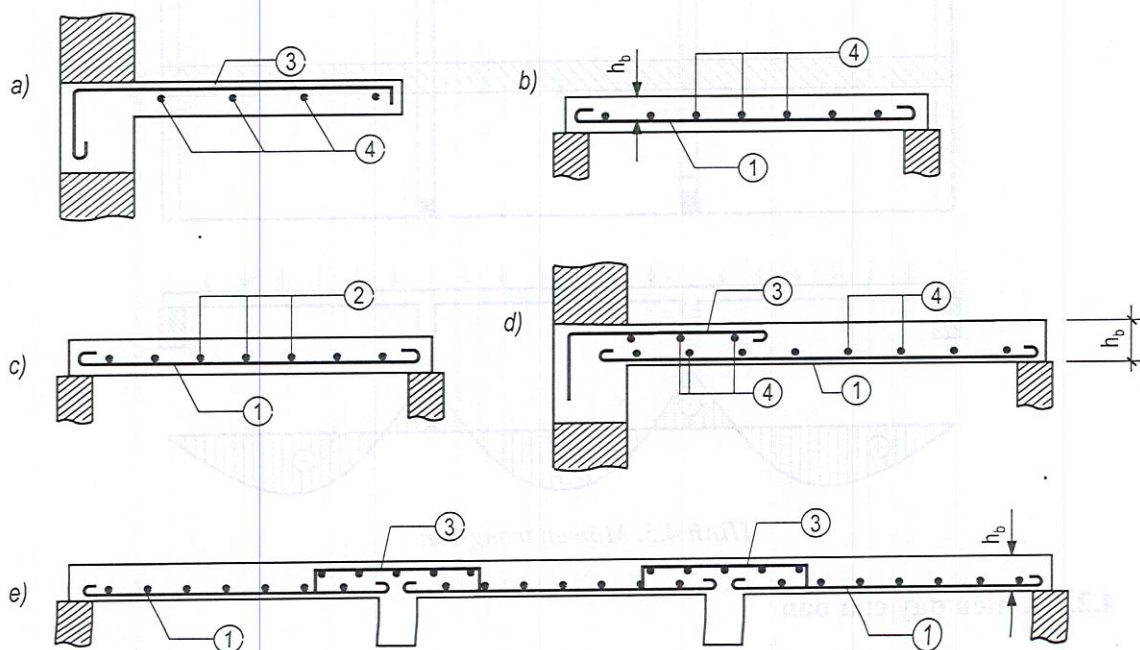
4.2.4. Cốt thép trong bản

Tùy theo vùng bản chịu mômen dương hoặc mômen âm mà đặt cốt thép ở mặt dưới hoặc mặt trên. Cốt thép được cấu tạo thành lưới gồm các thanh theo hai phương.

Ở mặt dưới, trong bản một phương cốt thép chịu lực đặt theo phương chịu uốn, theo phương kia đặt cốt thép cấu tạo, trong bản hai phương, cốt thép cả hai phương đều là cốt thép chịu lực.

Ở mặt trên, cốt thép chịu lực đặt vuông góc với liên kết, theo phương kia đặt cốt thép cấu tạo.

Trên hình 4.6 dùng ký hiệu: ①, ②- cốt thép chịu lực mômen dương; ③- chịu mômen âm; ④- cốt thép cấu tạo. Các cốt thép này thể hiện trên mặt cắt của bản.



Hình 4.6. Cốt thép trong bản sàn

Hình 4.6a, b ứng với ô bản ở hình 4.3.

Hình 4.6c ứng với ô bản kê 4 cạnh ở hình 4.4a.

Hình 4.6d ứng với ô bản ở hình 4.5a.

Hình 4.6e ứng với bản liên tục ở hình 4.5c.

4.2.5. Dầm trong sàn sườn

4.2.5.1. Các loại dầm

Trong kết cấu sàn thường gặp hai loại dầm là dầm khung (dầm chính) và dầm sàn (dầm phụ). Dầm chính thường liên kết với cột tạo thành khung chịu lực của nhà. Dầm sàn trực tiếp đỡ bản, liên kết với dầm khung và tường chịu lực. Có thể gặp trường hợp bản chỉ liên kết với dầm khung (không có dầm sàn, hoặc dầm khung làm nhiệm vụ dầm sàn). Trong nhà dầm tường chịu lực thì chỉ có các dầm sàn.

Dầm sàn có thể là dầm đơn, một nhịp hoặc dầm liên tục, nhiều nhịp.

4.2.5.2. Khoảng cách, nhịp của dầm

Trong trường hợp chung, khoảng cách và nhịp dầm thể hiện trên hình 4.2a. Theo hình 4.2a thì l_1 là khoảng cách giữa các dầm sàn, là nhịp của ô bản. Với bản một phương chọn $l_1 = 2 \div 3,5\text{m}$, bản hai phương $l_1 = 3 \div 5\text{m}$.

l_2 - khoảng cách giữa các khung, là nhịp của dầm sàn, thông thường chọn $l_2 = 4 \div 6\text{m}$.

l_3 - khoảng cách giữa các cột trong khung chịu lực, là nhịp của dầm chính, thông thường $l_3 = 5 \div 8\text{m}$.

Trong những sàn có mặt bằng khá rộng, có yêu cầu bố trí lưới cột thưa hơn, các kích thước trên có thể tăng lên.

4.2.5.3. Chọn kích thước sơ bộ cho dầm

Kích thước tiết diện dầm cần được chọn theo điều kiện đủ khả năng chịu lực (mômen uốn M , lực cắt Q), có độ võng trong phạm vi giới hạn, thỏa mãn yêu cầu về kiến trúc và thuận tiện cho thi công.

Có thể tính sơ bộ chiều cao tiết diện dầm theo công thức sau với l là nhịp của dầm (l_2 hoặc l_3):

$$h = \frac{1}{m} \times l \quad (4-2)$$

m - hệ số phụ thuộc sơ đồ và tải trọng: Lấy $m = 15 \div 20$ khi tải trọng nhỏ hoặc trung bình (dầm sàn); $m = 8 \div 12$ khi tải trọng lớn (dầm khung).

Tải trọng càng lớn chọn m càng nhỏ.

Dầm tĩnh định đơn giản lấy m nhỏ, dầm liên tục lấy m lớn hơn.

Dầm côngxon, mút thừa trong dầm liên tục lấy $m = 5 \div 8$.

Giá trị h theo công thức trên là tạm tính, cần dựa vào đó để chọn h theo các điều kiện về kiến trúc và thi công.

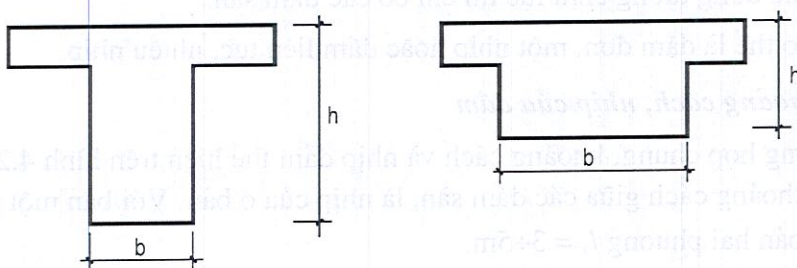
Để thuận tiện thi công, h nên là bội số của 20 hoặc 50mm, với h khá lớn nên là bội số của 100mm.

Bề rộng dầm chọn: $b = (0,25 \div 0,5)h$.

Nên chọn b là bội số của 20 hoặc 50mm.

Chọn $h > b$ là hợp lý về mặt chịu uốn. Trong thực tế nếu theo yêu cầu kiến trúc cần hạn chế h , cũng có thể dùng dầmбет với $b > h$, lúc này lấy h bé hơn giá trị tính theo công thức (4-2).

Dầm được đổ bê tông toàn khối với bản, một phần của bản tham gia chịu lực với dầm và tạo thành tiết diện chữ T (hình 4.7).



Hình 4.7. Tiết diện dầm

4.2.5.4. Tính toán dầm, cốt thép trong dầm

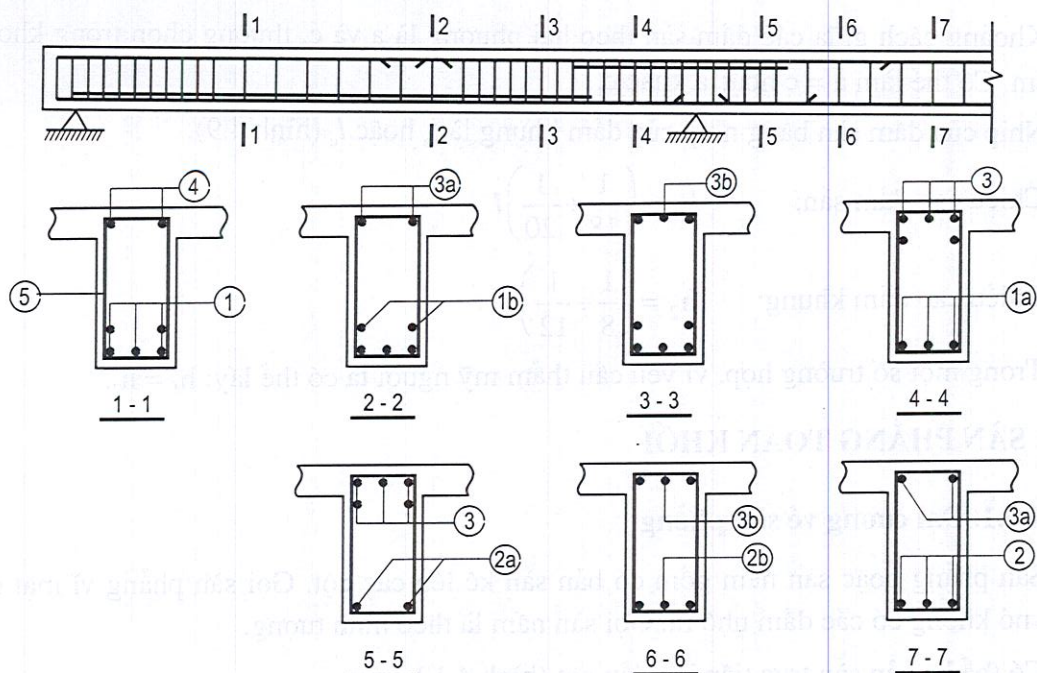
Để tính toán cần lựa chọn gối tựa, lập sơ đồ tính toán, xác định nhịp dầm, tính các loại tải trọng tác dụng lên dầm, tính toán và vẽ hình bao mômen, hình bao lực cắt của dầm. Cần chú ý phân biệt các đoạn dầm chịu mômen dương hoặc mômen âm.

Từ giá trị mômen M tính được các cốt thép dọc trong từng đoạn. Với M dương cốt thép dọc chịu lực đặt ở phía dưới, với M âm - phía trên. Dọc theo trục dầm giá trị M thay đổi (đặc biệt là M âm). Để tiết kiệm, ở những vùng có M bé có thể giảm bớt cốt thép (hình 4.8).

Từ giá trị lực cắt tính toán được cốt thép đai.

Hình 4.8 thể hiện cấu tạo một nhịp rưỡi của dầm liên tục có từ hai nhịp trở lên với các ký hiệu như sau:

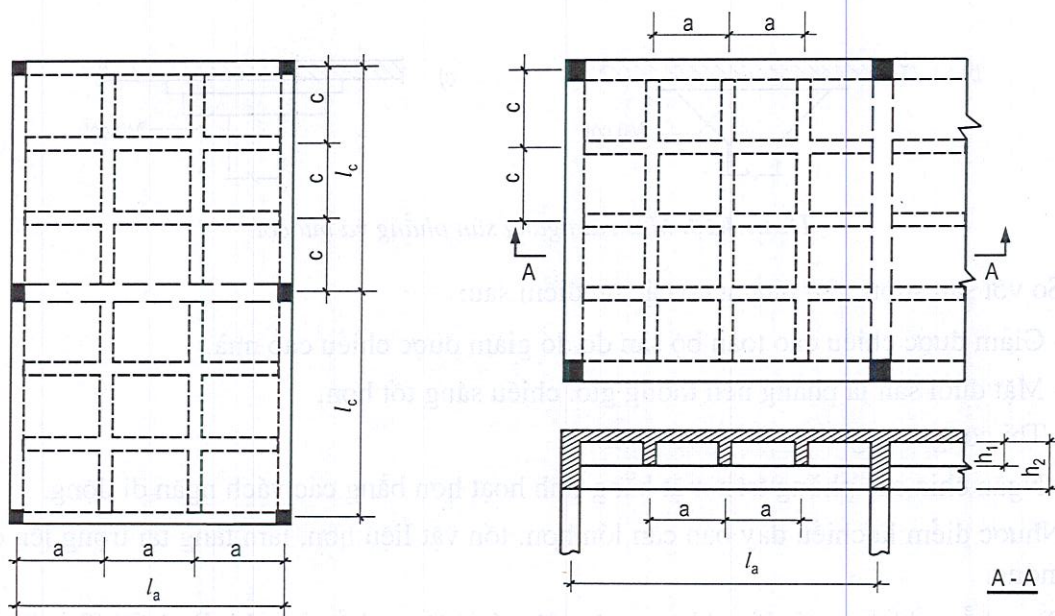
- ①. Cốt thép dọc chịu mômen dương ở nhịp biên.
- ②. Cốt thép dọc chịu mômen dương ở nhịp giữa.
- ③. Cốt thép dọc chịu mômen âm trong vùng gối tựa. Càng ra xa gối mômen âm giảm nên bớt dần cốt thép.
- ④. Cốt thép dọc cấu tạo.
- ⑤. Cốt thép đai.



Hình 4.8. Cốt thép trong dầm

4.2.6. Sàn ô cờ

Sàn ô cờ là một dạng đặc biệt của sàn sườn. Sàn có dầm khung theo cả 2 phương. Các dầm sàn cũng theo cả hai phương, vuông góc với nhau và kê lên các dầm khung (hình 4.9).



Hình 4.9. Sơ đồ sàn ô cờ

Khoảng cách giữa các dầm sàn theo hai phương là a và c , thường chọn trong khoảng $1 \div 2\text{m}$. Có thể làm $a = c$ hoặc a khác c .

Nhịp của dầm sàn bằng nhịp của dầm khung là l_a hoặc l_c (hình 4.9).

Chiều cao dầm sàn:
$$h_1 = \left(\frac{1}{18} \div \frac{1}{20} \right) l$$

Chiều cao dầm khung:
$$h_2 = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l.$$

Trong một số trường hợp, vì yêu cầu thẩm mỹ người ta có thể lấy: $h_1 = h_2$.

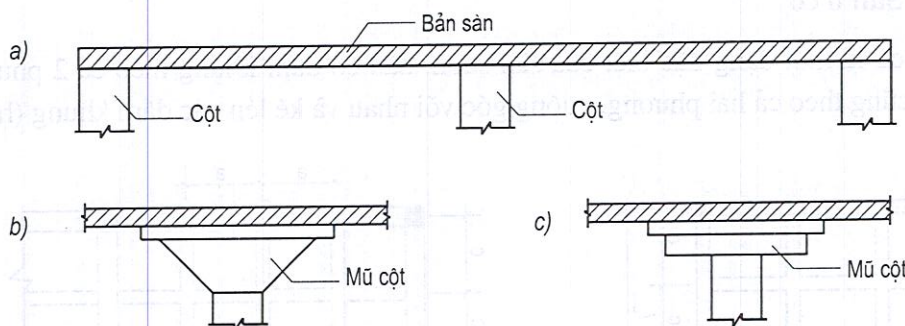
4.3. SÀN PHẪNG TOÀN KHỐI

4.3.1. Đại cương về sàn phẳng

Sàn phẳng hoặc sàn nấm gồm có bản sàn kê lên các cột. Gọi sàn phẳng vì mặt dưới của nó không có các dầm nhô ra. Gọi sàn nấm là theo hình tượng.

Có thể kê bản sàn trực tiếp lên đầu cột (hình 4.10a).

Trong một số trường hợp đặc biệt đầu cột được mở rộng thành mũ cột nhằm làm tăng khả năng chịu lực của bản sàn ở vùng ngay trên chỗ đó (hình 4.10b, c).



Hình 4.10. Mặt cắt ngang sàn phẳng và mũ cột

So với sàn sườn, sàn phẳng có các ưu điểm sau:

- Giảm được chiều cao toàn bộ sàn do đó giảm được chiều cao nhà.
- Mặt dưới sàn là phẳng nên thông gió, chiếu sáng tốt hơn.
- Thi công đơn giản hơn, nhanh hơn.
- Ngăn chia các phòng trên mặt bằng linh hoạt hơn bằng các vách ngăn di động.

Nhược điểm là chiều dày bản cần lớn hơn, tốn vật liệu hơn, làm tăng tải trọng lên cột và móng.

Sàn phẳng không có dầm khung nên độ cứng tổng thể của nhà là thấp. Trong nhà nhiều tầng dùng sàn phẳng bắt buộc phải đặt các vách cứng, lõi cứng đứng để chịu tải trọng gió. Sàn phẳng dùng thích hợp cho các cao ốc văn phòng.

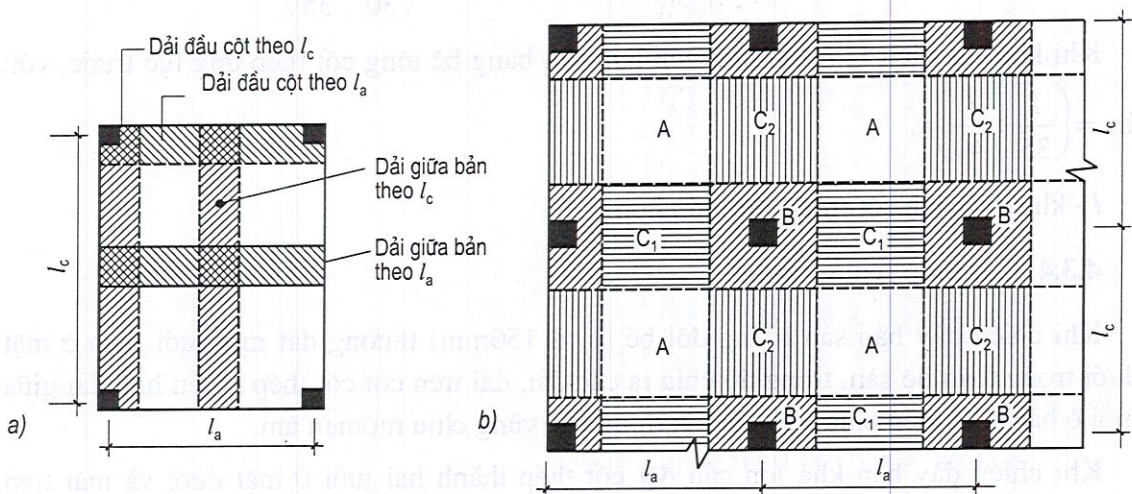
4.3.2. Sự làm việc của bản

Bản của sàn phẳng làm việc chịu uốn và chịu cắt.

4.3.2.1. Sự chịu uốn

Xét ô bản mặt bằng chữ nhật kê lên bốn cột ở các góc, chịu tải trọng phân bố đều vuông góc với bề mặt. Bản chịu uốn theo cả hai phương. Tưởng tượng lấy các dải bản ở trên đầu cột và giữa bản theo cả hai phương (hình 4.11a). Dải trên đầu cột chịu uốn nhiều hơn dải ở giữa. Theo phương cạnh dài bản bị uốn nhiều hơn theo phương cạnh ngắn (ngược với bản kê bốn cạnh).

Xét các ô bản liên tục gồm các ô ở biên và các ô giữa (hình 4.11b). Trên bản xuất hiện những vùng chịu mômen dương và những vùng chịu mômen âm. Có thể chia ra ba loại vùng theo các dải ở trên đầu cột và giữa ô bản.



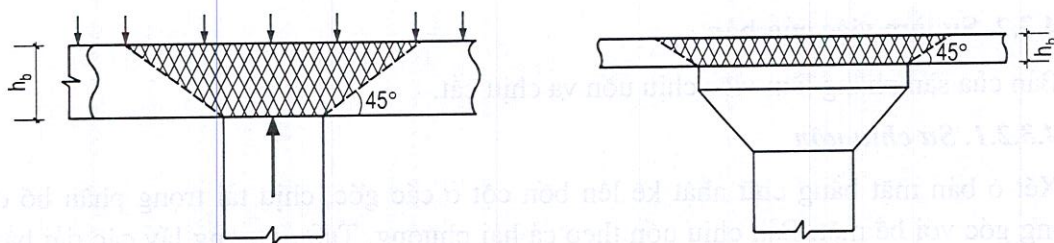
Hình 4.11. Sơ đồ chịu uốn của sàn phẳng

Vùng A ở giữa mỗi ô bản, chịu mômen dương theo hai phương. Vùng B ở trên đầu cột, chịu mômen âm theo cả hai phương. Vùng C theo phương này thuộc dải trên đầu cột, chịu mômen dương, theo phương kia thuộc dải giữa bản, chịu mômen âm (vùng C_1 chịu M dương theo phương l_a , vùng C_2 chịu M dương theo phương l_c , mômen âm theo phương l_a).

4.3.2.2. Sự chịu cắt

Sự chịu cắt nguy hiểm nhất xảy ra xung quanh mép cột hoặc mũ cột. Chiều dày bản sàn phải được chọn để bản đủ khả năng chống cắt. Nếu chiều dày bản đã được chọn khá lớn mà vẫn chưa đủ khả năng chống cắt thì buộc phải làm mũ cột hoặc đặt cốt thép để chịu cắt ở trong bản.

Sự phá hoại về cắt xung quanh mép cột hoặc mũ cột thường xảy ra theo dạng hình tháp, gọi là tháp cắt thủng (hoặc nén thủng, chọc thủng). Tháp có đáy bé ở phía dưới, ngang theo diện tích đầu cột hoặc mũ cột, đáy lớn ở mặt trên, các mặt bên nghiêng góc 45° (hình 4.12). Lực gây ra cắt thủng là bằng hợp lực lên hai mặt đáy tháp.



Hình 4.12. Sự cắt thủng

4.3.3. Các loại sàn, chiều dày sàn

Sàn phẳng có thể được làm bằng bê tông cốt thép thường khi khoảng cách giữa các cột l_a, l_c chưa quá 8m, lúc này chọn chiều dày bản: $h_b = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) l$.

Khi khoảng cách l_a, l_c lớn hơn nên làm sàn bằng bê tông cốt thép ứng lực trước, với:

$$h_b = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{40} \right) l.$$

l - khoảng cách cột (nhịp sàn) lớn hơn.

4.3.4. Cốt thép trong sàn

Khi chiều dày bản sàn tương đối bé ($h_b \leq 150\text{mm}$) thường đặt một lưới thép ở mặt dưới trong toàn bộ sàn, trong đó chia ra các dải, dải trên cột cốt thép nhiều hơn dải giữa mỗi ô bản. Cốt thép phía trên chỉ đặt trong các vùng chịu mômen âm.

Khi chiều dày bản khá lớn cần đặt cốt thép thành hai lưới ở mặt dưới và mặt trên trong toàn sàn. Mỗi lưới gồm các thanh cơ bản đặt đều trong toàn sàn và các thanh bổ sung ở những vùng chịu mômen lớn. Các thanh cơ bản (tính trên mỗi mét bề rộng dải bản) chiếm khoảng 40% đến 60% lượng thép ở tiết diện chịu lực lớn nhất. Cốt thép bổ sung vào lưới phía dưới đặt tại các vùng C (hình 4.11) theo phương có cột. Cốt thép bổ sung vào lưới phía trên đặt ở các vùng B theo cả hai phương.

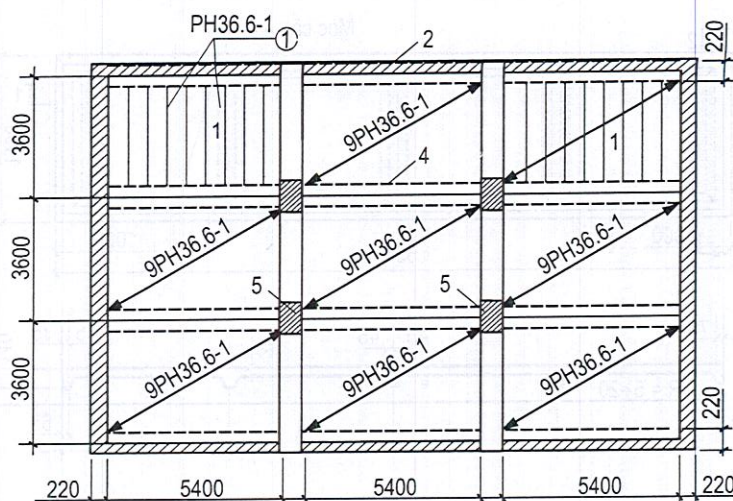
Với sàn bê tông ứng lực trước cần đặt hai lưới cơ bản bằng cốt thép thường. Cốt thép ứng lực trước thường là các dây bện, mỗi dây gồm 7 sợi, đặt trong vỏ bằng nhựa, thi công theo phương pháp căng sau. Cốt thép ứng lực trước được đặt theo dạng đường cong theo biểu đồ mômen uốn và chủ yếu đặt trong các dải trên cột theo hai phương.

4.4. SÀN LẮP GHÉP

4.4.1. Sơ đồ sàn

Sàn lắp ghép được cấu tạo từ các tấm sàn chế tạo sẵn, đem lắp ghép lại tại vị trí thiết kế. Tấm sàn còn được gọi là panen ① tiếp nhận tải trọng, làm việc như một dầm đơn

giản, truyền tải trọng vào dầm 4, dầm 4 truyền tải trọng vào cột 5. Dầm và cột có thể là kết cấu đổ tại chỗ hoặc lắp ghép từ những cấu kiện đúc sẵn.

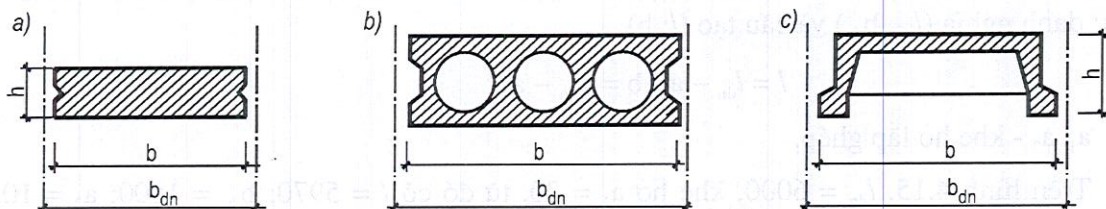


Hình 4.13. Sơ đồ mặt bằng sàn panen lắp ghép, xung quanh là tường gạch, ở giữa có cột và dầm bê tông cốt thép.

1- panen; 2- tường; 3- dầm giằng; 4- dầm đỡ panen; 5- cột

4.4.2. Các loại panen sàn

Panen sàn là một loại cấu kiện đúc sẵn, làm việc như một dầm đơn giản, tựa hai đầu trên dầm hoặc tường. Sự khác nhau của panen sàn chủ yếu là ở tiết diện ngang của chúng. Hình 4.14 thể hiện ba loại tiết diện ngang cơ bản.



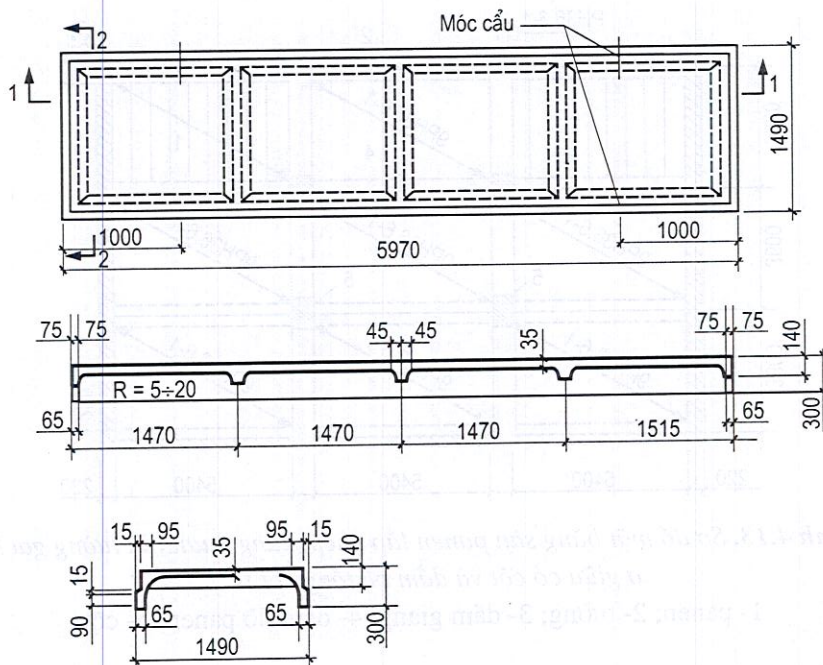
Hình 4.14. Ba loại tiết diện ngang cơ bản của panen sàn

a) Bản đặc; b) Panen rỗng; c) Panen sườn

Panen có tiết diện ngang đặc dễ chế tạo nhưng chỉ dùng khi nhịp nhỏ (thường dưới 2m) với chiều cao tiết diện trong khoảng 8÷12cm. Người ta có thể chế tạo panen đặc gồm 3 lớp vật liệu (lớp dưới là bê tông cốt thép nặng), lớp giữa là bê tông nhẹ, lớp trên là bê tông nặng) để tăng chiều cao tiết diện (do đó tăng được nhịp panen) mà không làm tăng đáng kể trọng lượng bản thân (tính trên $1m^2$) của panen.

Panen rỗng được dùng khá phổ biến vì tiết kiệm vật liệu, có độ cứng lớn, tạo được trần phẳng. Lỗ rỗng có nhiều hình thức khác nhau nhưng phổ biến nhất là lỗ tròn, chữ nhật và bầu dục.

Panen sườn thường chỉ dùng trong nhà công nghiệp vì các sườn thường không đẹp, làm mất mỹ quan, không tạo được trần phẳng (hình 4.15).



Hình 4.15. Kích thước hình học của một loại panen sườn

4.4.3. Kích thước panen

Có ba kích thước: dài l ; rộng b ; cao h . Các kích thước trên mặt bằng l và b có hai giá trị: danh nghĩa (l_{dn} , b_{dn}) và cấu tạo (l ; b).

$$l = l_{dn} - a_1; b = b_{dn} - a_2$$

a_1, a_2 - khe hở lắp ghép.

Trên hình 4.15, $l_{dn} = 6000$, khe hở $a_1 = 30$, từ đó có $l = 5970$; $b_{dn} = 1500$; $a_2 = 10$; $b = 1490$.

Khi nói kích thước của panen thường dùng kích thước danh nghĩa.

Chiều dài panen do khoảng cách kết cấu đỡ quy định. Chiều cao h chọn trong khoảng $\left(\frac{1}{18} \div \frac{1}{25}\right)l$.

Bề rộng b được chọn dựa vào khả năng, điều kiện vận chuyển và lắp ghép. Chọn b càng lớn càng tốt được thao tác cầu lắp và chèn khe hở nhưng trọng lượng panen tăng lên, trọng lượng này bị hạn chế bởi thiết bị cầu lắp.

Panen có thể được chế tạo bằng bê tông cốt thép thường, nhiều khi cũng được làm bằng bê tông ứng lực trước theo phương pháp căng trước cốt thép trên bề.

4.4.4. Ưu nhược điểm của sàn lắp ghép

Sàn lắp ghép có ưu điểm chủ yếu là có khả năng cơ giới hóa cao việc xây dựng, đẩy nhanh tiến độ, tiết kiệm được ván khuôn và dàn dáo, thi công ít bị ảnh hưởng thời tiết.

Nhược điểm là cần có thêm nhà máy hoặc sân bãi để sản xuất panen, cần có các thiết bị chuyên chở và cầu lắp. Độ cứng tổng thể của sàn lắp ghép kém hơn so với sàn toàn khối.

Dùng sàn lắp ghép có hiệu quả khi thi công hàng loạt với số lượng lớn panen và đã có sẵn ở các cơ sở sản xuất.

Với nhà nhiều tầng dùng sàn lắp ghép nên kết hợp dùng thêm một số sàn toàn khối để làm tăng độ cứng tổng thể cho nhà.

4.5. SÀN NỬA LẮP GHÉP

4.5.1. Sơ đồ sàn

Sàn nửa lắp ghép có thể là sàn sườn hoặc sàn phẳng trong đó kết cấu sàn được phân chia thành hai phần, một phần được chế tạo sẵn để lắp ghép, phần còn lại được đổ bê tông tại chỗ.

Dùng sàn nửa lắp ghép có được ưu điểm của sàn lắp ghép là đỡ tốn ván khuôn (và có thể cả giàn giáo), thi công nhanh, lại có được ưu điểm của sàn toàn khối là tăng độ cứng tổng thể của nhà.

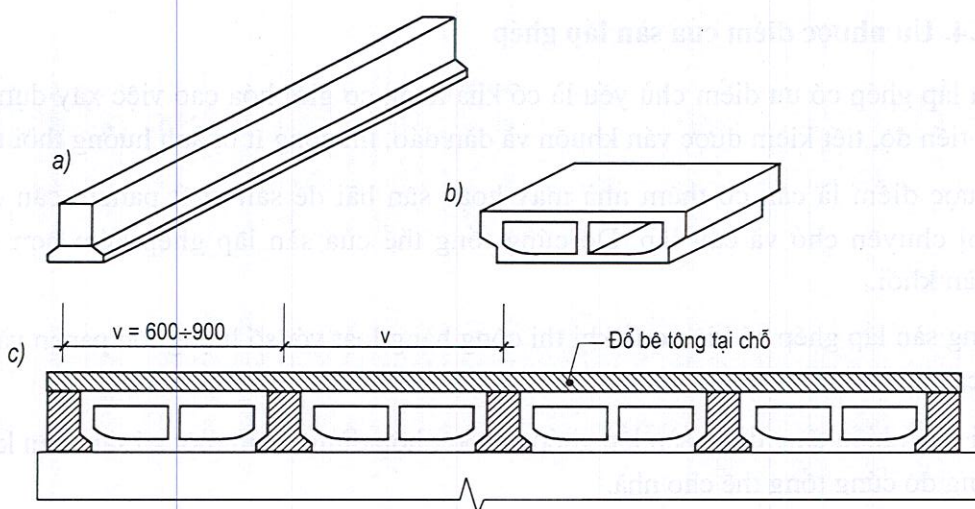
Cấu kiện lắp ghép thường có hai dạng: dầm và bản.

4.5.2. Lắp ghép cấu kiện dầm

Chế tạo các dầm sàn kích thước bé, tiết diện chữ T ngược (cánh phía dưới, hình 4.16a). Dem lắp ghép các dầm này lên kết cấu chịu lực là tường hoặc dầm khung đã được thi công. Đặt các tầng rỗng (hình 4.16b) vào giữa các dầm. Rải một lưới cốt thép cấu tạo lên mặt trên của dầm và tầng rỗng rồi đổ lớp bê tông tại chỗ. Tùy theo yêu cầu và nhiệm vụ của sàn mà lớp bê tông tại chỗ dày từ 30 đến 60mm. Các tầng rỗng có thể được chế tạo từ đất sét nung hoặc xi măng + cát, ép khô trong các khuôn. Khoảng cách giữa các dầm $v = 600 \div 900\text{mm}$.

Mặt cắt ngang của sàn thể hiện trên hình 4.26c.

Sàn kiểu này không cần chống đỡ khi thi công, cấu kiện lắp ghép có trọng lượng bé, không cần các thiết bị cầu lắp lớn, có thể lắp ghép bằng thủ công. Dầm lắp ghép có thể bằng bê tông cốt thép thường hoặc bằng bê tông ứng lực trước chế tạo theo phương pháp căng trước, dùng các dây thép có gờ cường độ cao.



Hình 4.16. Lắp ghép cấu kiện dầm

4.5.3. Lắp ghép cấu kiện bản

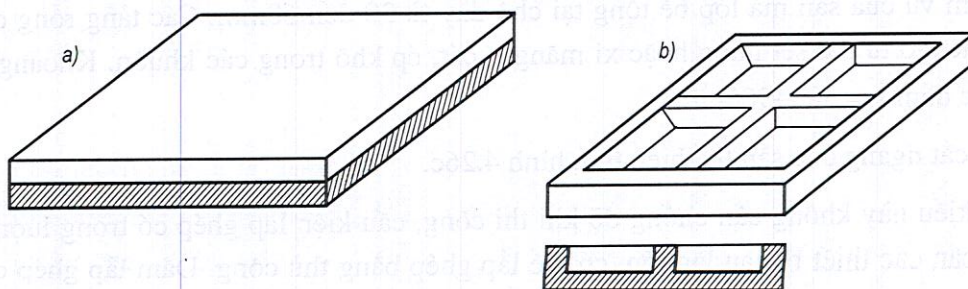
Phân chia bản sàn thành hai lớp: lớp dưới được chế tạo sẵn để lắp ghép, lớp trên được đổ bê tông tại chỗ (hình 4.17a).

Lớp dưới có thể được chế tạo tại công trường hoặc tại các nhà máy bê tông, trong đó đã đặt sẵn các cốt thép chịu mômen dương. Có thể dùng cốt thép thường hoặc ứng lực trước (phương pháp căng trước).

Lớp dưới thường là bản đặc, dày $60 \div 80 \text{ mm}$. Trong những trường hợp cần chiều dày lớn hơn người ta có thể làm thành bản có sườn (sườn phía trên), các ô trống giữa các sườn được lấp đầy bằng vật liệu xốp, nhẹ (hình 4.17b).

Lớp dưới được lắp ghép lên các kết cấu chịu lực, tạo mặt bằng để đổ bê tông tại chỗ của lớp trên. Trong trường hợp kích thước quá lớn cần phải đặt giàn giáo chống đỡ.

Lớp trên dày khoảng $40 \div 80 \text{ mm}$, trong đó có đặt cốt thép chịu mômen âm và cốt thép cấu tạo.



Hình 4.17. Lắp ghép cấu kiện bản

PHẦN THAM KHẢO D

D1. Nội lực trong bản một phương

Sàn sườn toàn khối gồm các ô bản liên tục có liên kết bốn cạnh mà kích thước các cạnh $l_2 > 2l_1$ được tính toán theo bản một phương, liên tục. Lấy một dải bản theo phương cạnh ngắn để tính toán, bề rộng dải $b = 1\text{m}$ (hình D1a). Có thể tính toán theo sơ đồ đàn hồi (xem bê tông cốt thép là vật liệu hoàn toàn đàn hồi, đồng chất) hoặc sơ đồ dẻo (có kể đến biến dạng dẻo). Các sàn của nhà thường được tính theo sơ đồ dẻo. Với các ô bản có nhịp bằng hoặc gần bằng nhau (hai nhịp cạnh nhau sai khác dưới 10%) có thể dùng các công thức lập sẵn như sau:

Ở nhịp biên và gối thứ hai:
$$M = \frac{ql^2}{11}$$

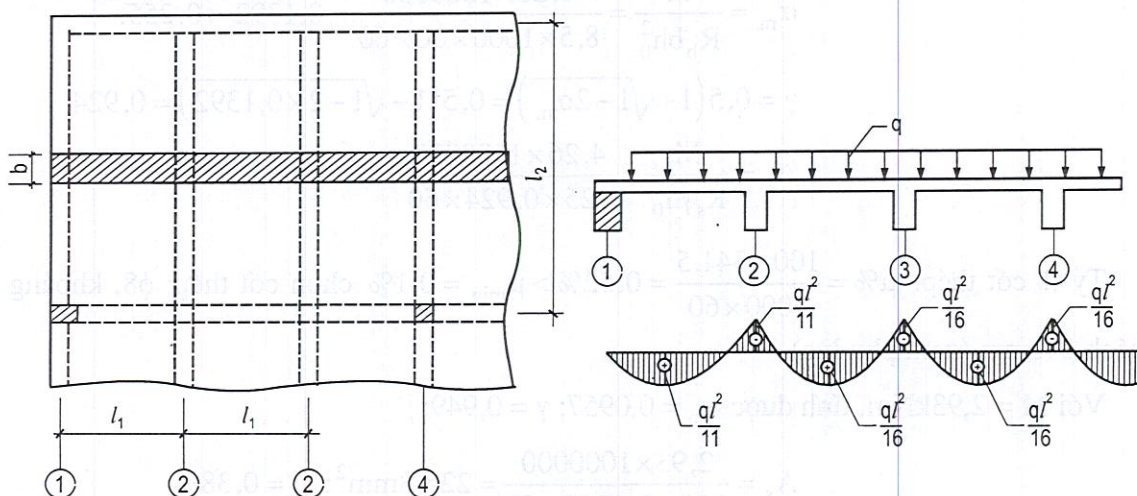
Ở các nhịp giữa và gối giữa:
$$M = \frac{ql^2}{16}$$

Ở giữa mỗi nhịp M là mômen dương, tại các gối tựa là mômen âm.

q - tải trọng phân bố đều trên dải bản gồm tĩnh tải và hoạt tải (xem mục 1.3.2 và 1.3.3.1).

l - nhịp tính toán được xác định từ l_1 . Có thể lấy l khác nhau cho từng nhịp, để đơn giản tính toán cũng có thể lấy l thống nhất theo giá trị của nhịp lớn. Với mức độ gần đúng thiên về an toàn có thể lấy $l = l_1$.

Từ giá trị M tính được cốt thép chịu lực (xem mục 3.4.2) với chú ý khi tính M theo sơ đồ dẻo phải thỏa mãn điều kiện hạn chế $\xi \leq 0,3$ và $\alpha_m \leq 0,255$.



Hình D1. Sơ đồ tính bản liên tục một phương

Thí dụ: Các ô bản liên tục, mỗi ô có liên kết bốn cạnh với $l_2 = 6$; $l_1 = 2,5$ m. Chiều dày bản $h_b = 80$ mm. Tải trọng đã tính được: tĩnh tải bản $g = 4$ kN/m², hoạt tải sàn $p = 3,5$ kN/m² Bê tông cấp B15. Yêu cầu tính cốt thép bằng thép CI.

a) **Số liệu:** tải trọng $q = g + p = 4 + 3,5 = 7,5$ kN/m². Tính cho dải bản rộng $b = 1$ m. Tải trọng trên dải là: $q = 7,5 \times 1 = 7,5$ kN/m.

Lấy gần đúng, thiên về an toàn: $l = l_1 = 2,5$ m (nếu tính đúng thì $l < l_1$).

Bê tông cấp B15 có $R_b = 8,5$ MPa; thép CI có $R_s = 225$ MPa. Nội lực tính theo sơ đồ dầm: $\alpha_R = 0,225$.

b) **Tính toán mômen**

Các cạnh của ô bản: $l_2 = 6$ m $> 2l_1 = 5$ m. Tính toán theo bản một phương.

Ở nhịp biên và gối thứ hai:

$$M = \frac{ql^2}{11} = \frac{7,5 \times 2,5^2}{11} = 4,26 \text{ kNm}$$

Ở các nhịp giữa và gối giữa:

$$M = \frac{ql^2}{16} = \frac{7,5 \times 2,5^2}{16} = 2,93 \text{ kNm}$$

c) **Tính cốt thép**

Giả thiết chiều dày lớp đệm: $a_0 = 20$ mm; $h_0 = 80 - 20 = 60$ mm; $b = 1$ m = 1000mm. tính toán theo công thức (3-11), (3-13).

Với $M = 4,26$ kNm.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{4,26 \times 1000000}{8,5 \times 1000 \times 60 \times 60} = 0,1392 < 0,255.$$

$$\gamma = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,1392} \right) = 0,924$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0} = \frac{4,26 \times 1000000}{225 \times 0,924 \times 60} = 341,5 \text{ mm}^2$$

Tỷ lệ cốt thép: $\mu\% = \frac{100 \times 341,5}{1000 \times 60} = 0,52\% > \mu_{\min} = 0,1\%$ chọn cốt thép: $\phi 8$, khoảng cách 140mm (xem phụ lục).

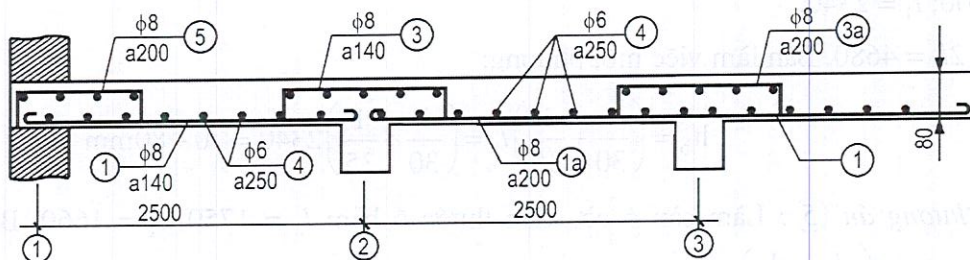
Với $M = 2,93$ kNm, tính được $\alpha_m = 0,0957$; $\gamma = 0,949$;

$$A_s = \frac{2,93 \times 1000000}{225 \times 0,949 \times 60} = 226,8 \text{ mm}^2; \mu = 0,38\%$$

Chọn cốt thép $\phi 8a200$.

d) Bố trí cốt thép

Chọn cốt thép phân bố $\phi 6a250$. Ở gối biên đặt thêm cốt thép cấu tạo $\phi 8a200$. Mặt cắt dài bản thể hiện trên hình D2.



Hình D2. Cốt thép trong dài bản

D2. Chọn chiều dày bản, kích thước dầm sàn

Cho một vùng sàn giữa 4 cột ABCD có kích thước $AB = 7m$; $BC = 5m$. Khung chịu lực theo phương AB. Yêu cầu chọn chiều dày bản, kích thước dầm trong các phương án khác nhau về hệ dầm sàn.

a) *Dầm khung*: Trong mọi phương án dầm AB và CD đều là dầm khung (dầm chính). Chọn chiều cao dầm trong khoảng:

$$h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) 7000 = 870 \div 580mm$$

$$\text{Bề rộng dầm: } b = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) b = 250 \div 300mm.$$

b) *Phương án (1)*: Chỉ có hai dầm khung AB, CD trực tiếp đỡ bản, không có dầm BC và AD. Bản chịu uốn một phương, nhịp tính toán của bản theo phương BC, $l = 5m$. Chiều dày bản:

$$h_b = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) l = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) 5000 = 166 \div 142mm$$

Có thể chọn h_b trong khoảng $140 \div 160mm$.

c) *Phương án (2)*: Làm dầm trên cả bốn cạnh. Bản kê 4 cạnh có $l_2 = 7m < 2l_1 = 10m$. Bản chịu uốn hai phương.

$$\text{Chiều dày bản chọn trong khoảng: } \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) l_1 = 100 \div 120mm.$$

d) *Phương án (3)*: Làm thêm một dầm sàn ở giữa AB và CD chia bản ra thành hai ô có kích thước $3,5 \times 5m$.

$$l_2 = 5m < 2l_1 = 7m. \text{ Bản làm việc hai phương:}$$

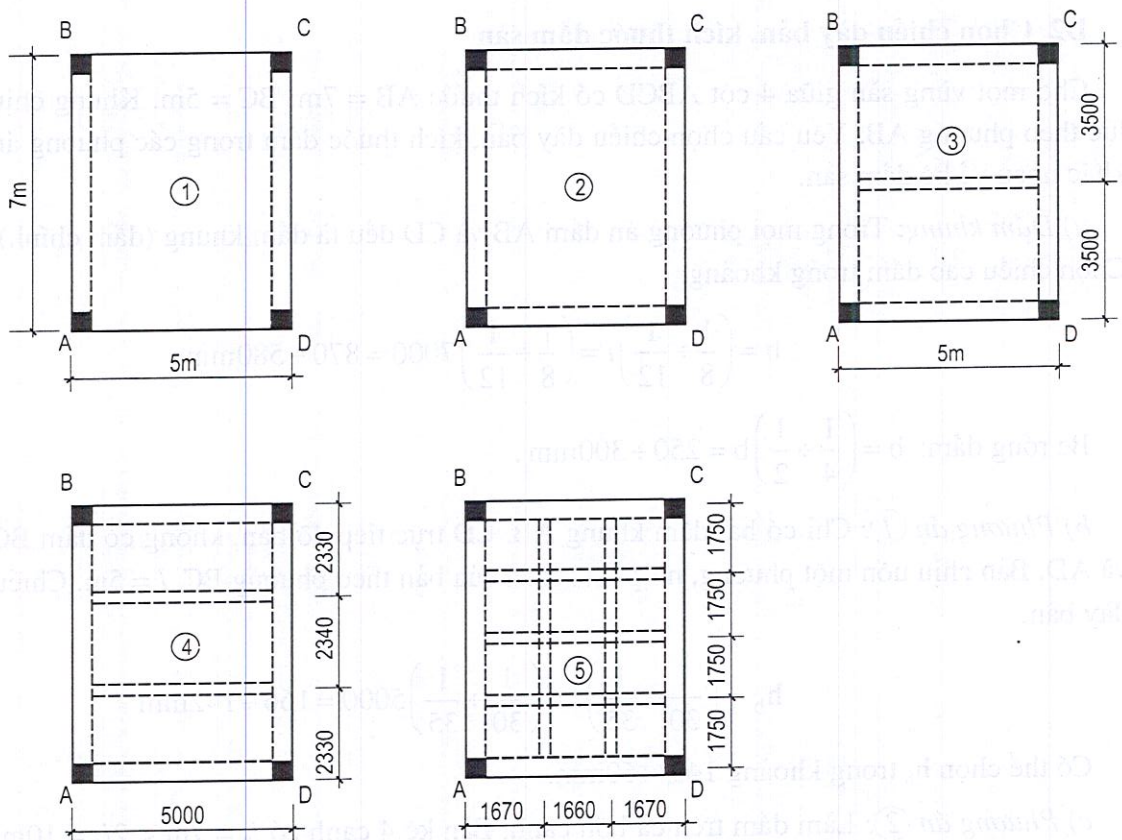
$$h_b = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) l_1 = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) 3500 = 70 \div 90 \text{ mm}$$

e) Phương án ④: Làm thêm hai dầm sàn ở khoảng giữa. Ô bản có kích thước: $l_2 = 5000$; $l_1 = 2340$.

$l_2 > 2l_1 = 4680$. Bản làm việc một phương:

$$h_b = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) l_1 = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) 2340 = 70 \div 80 \text{ mm}$$

f) Phương án ⑤: Làm sàn ô cờ, kích thước ô bản: $l_2 = 1750$, $l_1 = 1660$. Bản hai phương: $h_b = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) 1660 = 40 \div 50 \text{ mm}$.



Hình D3. Các phương án sàn sườn

g) Kích thước dầm sàn

Trong phương án ③ và ④ chọn chiều cao dầm sàn trong khoảng:

$$h_b = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{18} \right) l = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{18} \right) 5000 = 350 \div 300 \text{ mm}$$

$$\text{Bề rộng dầm: } b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4} \right) h = 150 \div 200 \text{mm}$$

Ghi chú: Trên đây mỗi kích thước đều được đưa ra trong một khoảng nào đó. Việc chọn kích thước theo trị số lớn hay bé còn tùy thuộc vào tải trọng và cấp bê tông. Với tải trọng lớn và cấp bê tông bé cần chọn kích thước lớn, ngược lại với tải trọng bé, cấp bê tông lớn có thể chọn kích thước bé hơn.

D3. Nội lực bản hai phương kê tự do

Ô bản đơn kê tự do lên bốn cạnh, có $l_2 < 2l_1$, chịu uốn hai phương. Tính toán mô men theo hai phương. ô bản kê tự do gần như là tĩnh định, tính theo sơ đồ đàn hồi.

$$M_1 = m_1 q l_1^2; \quad M_2 = M_1 \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^2$$

Giá trị m_1 lấy theo tỷ số: $r = \frac{l_2}{l_1}$ theo bảng sau:

$r = l_2/l_1$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0
m_1	0,045	0,050	0,057	0,064	0,070	0,075	0,080	0,087	0,093

Thí dụ: Ô bản kê lên bốn tường gạch có nhịp $l_2 = 6\text{m}$; $l_1 = 4\text{m}$. Tải trọng: tính tải các lớp mặt sàn và trát $g_1 = 0,8\text{kN/m}^2$ (chưa kể trọng lượng bản bê tông cốt thép), hoạt tải $p = 3,8\text{kN/m}^2$.

Yêu cầu chọn chiều dày bản bằng bê tông cấp B12,5; tính cốt thép bằng thép CI.

a) Chọn chiều dày, tải trọng.

Bản có: $l_2 = 6\text{m} < 2l_1 = 8\text{m}$.

Ô bản chịu uốn hai phương. Chọn: $h_b = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) l_1$

$h_b = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) 4000 = 100 \div 80\text{mm}$. Bê tông cấp B12,5 là hơi thấp vì thế nên chọn h_b lớn. Lấy $h_b = 100\text{mm}$.

Trọng lượng của bản bê tông: $g_2 = 2,5 \times 0,1 = 2,5\text{kN/m}^2$.

Kể đến hệ số độ tin cậy 1,1, có: $g_2 = 1,1 \times 2,5 = 2,75$.

Tính tải bản: $g = 0,8 + 2,75 = 3,55\text{kN/m}^2$.

$q = g + p = 3,55 + 3,8 = 7,35\text{kN/m}^2$.

Trên dải bề rộng $b = 1\text{m}$ có:

$q = 7,35\text{kN/m}$.

b) Tính toán mômen

Tỷ số:

$$r = \frac{l_2}{l_1} = \frac{6}{4} = 1,5. \text{ Hệ số: } m_1 = 0,075.$$

$$M_1 = m_1 q l_1^2 = 0,075 \times 7,35 \times 4^2 = 8,82 \text{ kNm}$$

$$M_2 = M_1 \left(\frac{l_1}{l_2} \right)^2 = 8,82 \left(\frac{4}{6} \right)^2 = 3,92 \text{ kNm}$$

c) Tính cốt thép. Bê tông cấp B12,5 có $R_b = 7,5 \text{ MPa}$, cốt thép CI có $R_s = 225 \text{ MPa}$. Mômen tính theo sơ đồ đàn hồi, dùng hệ số điều kiện hạn chế $\xi_R = 0,68$; $\alpha_R = 0,44$.

Theo phương l_1 : chọn $a_0 = 20 \text{ mm}$; $h_0 = 100 - 20 = 80 \text{ mm}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{8,82 \times 1000000}{7,5 \times 1000 \times 80 \times 80} = 0,184 < \alpha_R = 0,44$$

$$\gamma = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 20 \times 0,184} \right) = 0,897$$

$$A_{s1} = \frac{8,82 \times 1000000}{225 \times 0,897 \times 80} = 546 \text{ mm}^2$$

Tỷ số cốt thép:

$$\mu\% = \frac{100 \times 546}{10000 \times 80} = 0,68\% > \mu_{\min}$$

Chọn $\phi 10$, khoảng cách $a = 140 \text{ mm}$.

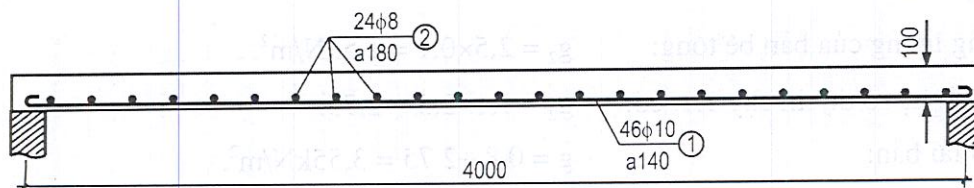
Theo phương l_2 : cốt thép theo phương l_2 đặt lên phía trên cốt thép theo phương l_1 , chiều cao h_0 bị giảm đi một lần đường kính cốt thép. Theo phương l_2 có: $h_0 = 80 - 10 = 70 \text{ mm}$.

$$\alpha_m = \frac{3,92 \times 1000000}{7,5 \times 1000 \times 70 \times 70} = 0,106; \gamma = 0,94$$

$$A_{s2} = \frac{3,92 \times 1000000}{225 \times 0,94 \times 70} = 265 \text{ mm}^2; \mu\% = 0,38\%.$$

Chọn cốt thép $\phi 8 \text{ a } 180$.

Mặt cắt ngang của bản thể hiện trên hình D4.

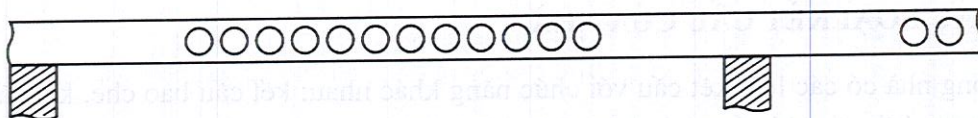


Hình D4. Cốt thép trong bản

D4. Sàn bóng (Bubble deck)

Nhận xét rằng trong sàn phẳng (sàn nấm) ở phần bản đầu cột cần có chiều dày đủ lớn để chịu lực cắt còn trong khoảng giữa ô bản, chỉ cần cốt thép ở vùng kéo và chiều dày vùng bê tông chịu nén khá bé. Người ta tìm cách bỏ bớt bê tông, tạo ra lỗ rỗng ở giữa chiều dày bản (như cách làm panen sàn có lỗ rỗng). Lỗ rỗng được tạo bằng các quả bóng nhựa (sản xuất từ nhựa phế thải).

Mặt cắt ngang của sàn như hình vẽ D5.



Hình D5. Sàn bóng

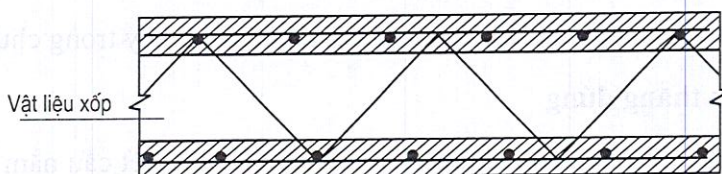
Dùng sàn Bubble deck có thể giảm đến một phần ba lượng bê tông, giảm nhẹ tĩnh tải, làm được sàn có nhịp lớn hơn.

Sàn bubble deck đã được dùng rộng rãi ở châu Âu và gần đây đã được nhập vào Việt Nam.

Trong lớp bê tông ở phía dưới và phía trên có đặt lưới cốt thép gồm thép chịu lực và cấu tạo.

D5. Sàn bằng tấm 3D

Tấm 3D gồm ba lớp, hai lớp ngoài cấu tạo bằng lưới cốt thép, được phun hoặc trát vữa bê tông cốt liệu nhỏ, lớp giữa là vật liệu xốp.



Hình D6. Sàn bằng tấm 3D

Hai lưới cốt thép ở lớp ngoài được liên kết với nhau nhờ những thanh thép đặt xiên xuyên qua lớp xốp ở giữa, tạo thành hệ lưới cốt thép không gian.

Các lưới cốt thép và lớp xốp ở giữa được chế tạo sẵn tại nơi sản xuất, đem lắp ghép tại hiện trường rồi tiến hành phun hoặc trát vữa hai lớp bề mặt.

Sàn bằng tấm 3D là một dạng của cấu kiện nửa lắp ghép, rút ngắn được thời gian thi công, giảm được chi phí ván khuôn, giàn giáo.

Chương 5

KẾT CẤU NHÀ

5.1. CÁC LOẠI KẾT CẤU CỦA NHÀ

Trong nhà có các loại kết cấu với chức năng khác nhau: kết cấu bao che, kết cấu chịu lực. Trong kết cấu chịu lực lại phân chia thành kết cấu nằm ngang, kết cấu thẳng đứng. Chương này trình bày chủ yếu về kết cấu chịu lực thẳng đứng.

5.1.1. Kết cấu bao che, ngăn cách

Gồm các loại như tấm lợp mái, tường bao che, tường hoặc vách ngăn giữa các phòng, khung cửa, lan can v.v... Các kết cấu này tự chịu lực (chịu trọng lượng bản thân và một phần tải trọng tác dụng trực tiếp lên nó), không chịu tải trọng từ các bộ phận khác truyền vào. Chúng thường được chọn theo cấu tạo, không cần tính toán, trừ một vài trường hợp đặc biệt.

5.1.2. Kết cấu chịu lực nằm ngang

Kết cấu nằm ngang còn tải trọng chủ yếu theo phương thẳng đứng. Đó là kết cấu chịu lực của mái, của sàn. Tải trọng đứng tác dụng trực tiếp lên bản hoặc dầm, truyền vào cho các kết cấu đứng để truyền xuống móng.

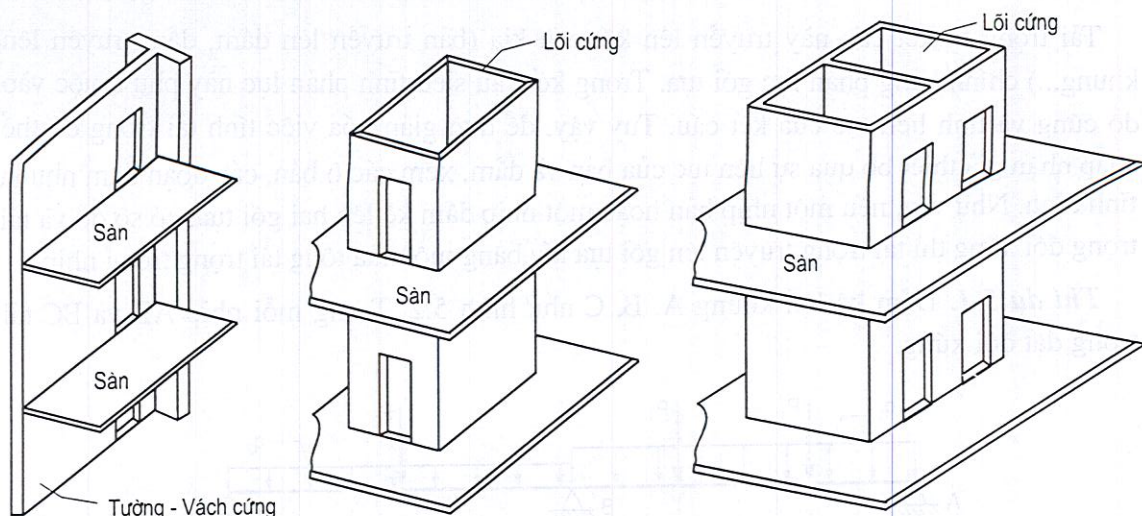
Kết cấu nằm ngang chủ yếu là kết cấu sàn đã được trình bày trong chương 4.

5.1.3. Kết cấu thẳng đứng

Đó là các tường chịu lực, cột, chúng làm gối tựa cho các kết cấu nằm ngang, nhận tải trọng đứng từ các kết cấu ngang truyền vào, ngoài ra chúng còn chịu tác dụng của tải trọng ngang do gió, động đất...

Cột có thể đứng độc lập như cột đỡ sàn phẳng. Thông thường cột liên kết với dầm tạo thành khung. Xem khung là kết cấu đứng.

Tường chịu lực có thể bằng gạch, bê tông hoặc bê tông cốt thép. Cắt tường bằng mặt phẳng ngang, tiết diện ngang có thể là hình chữ nhật, chữ T, chữ L, chữ I, chúng được gọi là các vách cứng (vách cứng đứng). Cũng thường gặp các tường liên kết thành tiết diện kín (hình 5.1b,c) được gọi là lõi cứng (cũng được gọi là kết cấu ống đứng). Mỗi tấm tường của vách hoặc lõi cứng có thể là tường đặc hoặc có lỗ cửa.



Hình 5.1. Vách cứng, lối cứng

5.1.4. Kết cấu chịu lực chính

Đó là kết cấu đứng được liên kết với móng. Phần lớn các khung, vách cứng, lối cứng là kết cấu chịu lực chính, chúng tiếp nhận tải trọng đứng, tải trọng ngang và truyền xuống móng.

Gọi kết cấu đứng là kết cấu chịu lực chính chỉ là để thể hiện vai trò quan trọng của chúng. Các tải trọng tác dụng lên kết cấu nhà được trình bày trong mục 1.3.

5.2. CÁC SƠ ĐỒ KẾT CẤU NHÀ

5.2.1. Phân loại sơ đồ kết cấu

Dựa vào kết cấu chịu lực chính phân chia nhà thành các sơ đồ sau: nhà tấm, nhà khung, nhà lối cứng, nhà kết hợp.

Nhà tấm có toàn bộ kết cấu chịu lực chính là các tấm tường. Nhà lối cứng là một dạng đặc biệt của nhà tấm, trong đó các tấm tường chịu lực liên kết lại thành các lối.

Nhà khung có toàn bộ kết cấu chịu lực chính là các khung. Trong nhà khung tường chỉ đóng vai trò bao che, ngăn cách.

Nhà kết hợp có kết cấu chịu lực chính được kết hợp giữa khung (hoặc cột) với vách cứng, lối cứng.

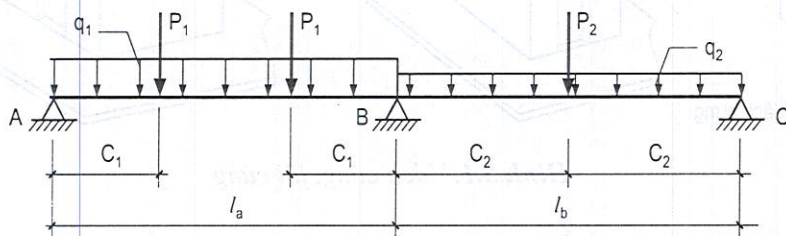
Phân loại sơ đồ nhà trên đây là dùng cho cả nhà một tầng và nhiều tầng.

5.2.2. Sự truyền tải trọng đứng

Tải trọng đứng từ mái, sàn, vách ngăn, bao che... tác dụng trực tiếp lên bản, từ bản truyền vào dầm từ dầm truyền vào khung và tường chịu lực. Cũng có thể từ bản truyền vào tường hoặc có những tải trọng tác dụng trực tiếp lên dầm, lên khung.

Tải trọng từ kết cấu này truyền lên kết cấu kia (bản truyền lên dầm, dầm truyền lên khung...) chính bằng phản lực gối tựa. Trong kết cấu siêu tĩnh phản lực này phụ thuộc vào độ cứng và tính liên tục của kết cấu. Tuy vậy, để đơn giản hóa việc tính tải trọng có thể chấp nhận giả thiết bỏ qua sự liên tục của bản và dầm, xem các ô bản, các đoạn dầm như là tĩnh định. Như vậy, nếu một nhịp bản hoặc một nhịp dầm kê lên hai gối tựa, có sơ đồ và tải trọng đối xứng thì tải trọng truyền lên gối tựa lấy bằng một nửa tổng tải trọng trong nhịp.

Thí dụ 5-1. Dầm kê lên khung A, B, C như hình 5.2. Trong mỗi nhịp AB và BC tải trọng đặt đối xứng.



Hình 5.2. Thí dụ truyền tải trọng đứng

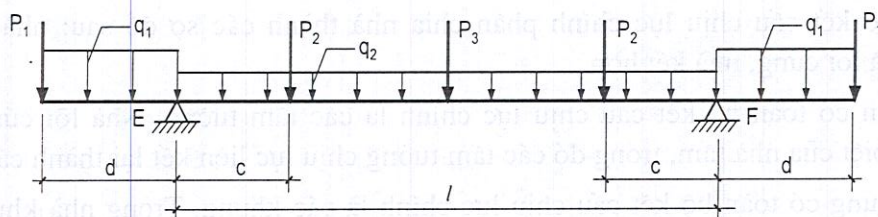
Tải trọng từ dầm truyền vào khung A là P_A bằng một nửa tổng tải trọng trong nhịp AB.

$$P_A = 0,5q_1l_a + P_1$$

Tải trọng lên khung B là P_B bằng một nửa của dầm AB và một nửa của dầm BC (mỗi bên một nửa).

$$P_B = (0,5q_1l_a + P_1) + (0,5q_2l_b + 0,5P_2)$$

Thí dụ 5-2. Dầm có mút thừa kê lên hai khung E, F có sơ đồ đối xứng, tải trọng đối xứng (hình 5.3).



Hình 5.3. Thí dụ 2 về truyền tải trọng

Tải trọng từ dầm truyền vào mỗi khung là:

$$P_E = P_F = (q_1d + P_1) + (0,5q_2l + P_2 + 0,5P_3)$$

5.2.3. Sự truyền và phân phối tải trọng gió

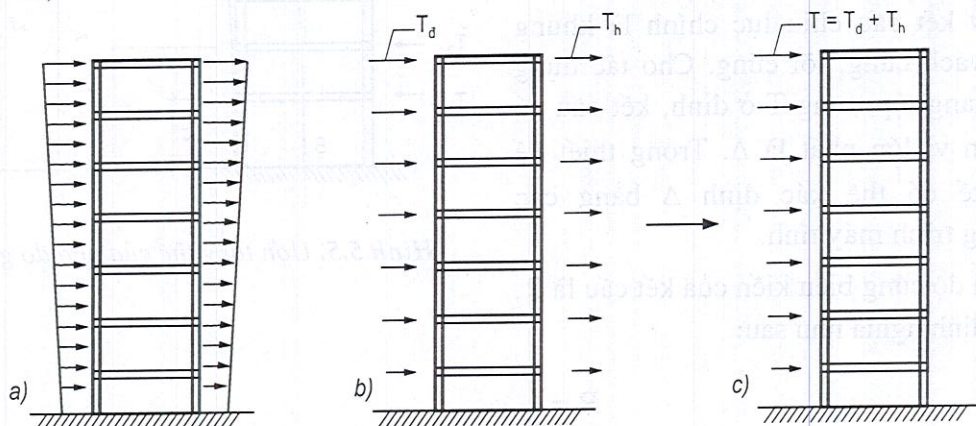
5.2.3.1. Sự truyền tải trọng gió

Gió tác dụng trực tiếp vào vật bao che bên ngoài, áp lực tính lên mỗi mét vuông là W (mục 1.3.3.4). Tải trọng này truyền vào các kết cấu chịu lực chính theo hai cách a và b.

a) Theo vật bao che truyền theo phương ngang trực tiếp vào tường hoặc cột khung

b) Theo vật bao che truyền theo phương đứng vào các sàn, từ sàn truyền theo phương ngang vào khung, tường.

Trong thực tế đường truyền của tải trọng gió nhiều khi khá phức tạp, đặc biệt khi gió tác dụng vào cửa đóng kín. Để tính toán có thể dùng một trong hai sơ đồ a hoặc b (hình 5.4).



Hình 5.4. Sự truyền tải trọng gió

Theo sơ đồ a tải trọng gió được phân bố dọc theo cột hoặc mép tường.

Theo sơ đồ b đem các tải trọng gió về thành các lực tập trung T_d và T_h đặt ở mỗi mức sàn.

Thông thường phân biệt gió đẩy T_d và gió hút T_h đặt ở hai phía. Với sự gần đúng chấp nhận được có thể ghép cả gió đẩy và hút với nhau thành $T = T_d + T_h$ và đặt ở một phía để tính toán (hình 5.4c).

5.2.3.2. Sự làm việc của nhà chịu gió

Khi chịu gió, về tổng thể nhà bị uốn và xoắn. Quy ước toàn nhà có tâm ở O. Gọi trục đứng của nhà là đường thẳng đứng đi qua tâm O. Sự uốn tổng thể của nhà làm cho trục AB bị cong (hình 5.5). Mômen uốn tổng thể là M_u :

$$M_u = \sum T_i Z_i \quad (5-1)$$

T - tải trọng gió đưa về lực tập trung ở sàn;

Z - khoảng cách từ sàn đặt lực T đến mặt trên móng.

Do nhà bị uốn cong, chuyển vị của đỉnh nhà là Δ . Thiết kế nhà phải bảo đảm độ cứng để hạn chế chuyển vị Δ .

$$\Delta \leq \Delta_{gh} = \frac{1}{\alpha} H \quad (5-2)$$

H - chiều cao của nhà;

α - trị số, phụ thuộc vào tiêu chuẩn, cách tính toán. Theo cách tính của Nga lấy $\alpha = 1000$, theo cách của Mỹ: $\alpha = 500$.

Sự xoắn tổng thể của nhà quanh trục AB xảy ra khi nhà có kết cấu không đối xứng hoặc gió tác dụng không đều. Xoắn là hiện tượng bất lợi, trong thiết kế nên tìm cách giảm bớt.

5.2.3.3. Độ cứng biểu kiến của kết cấu

Lấy kết cấu chịu lực chính là khung hoặc vách cứng, lõi cứng. Cho tác dụng lực ngang tập trung T ở đỉnh, kết cấu có chuyển vị lớn nhất là Δ . Trong thiết kế thực tế có thể xác định Δ bằng các chương trình máy tính.

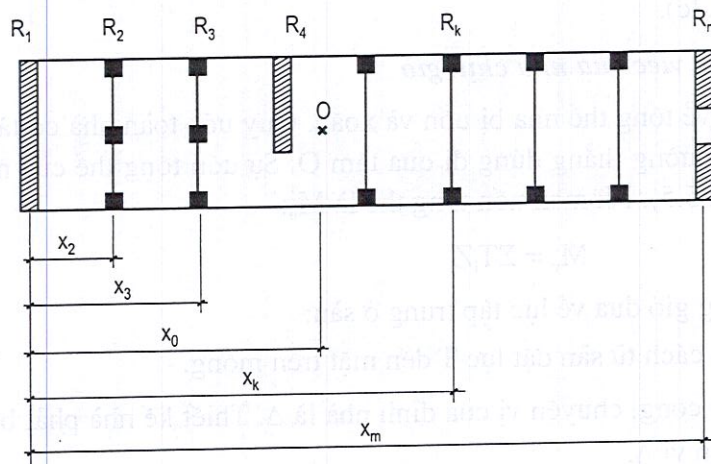
Gọi độ cứng biểu kiến của kết cấu là R , được định nghĩa như sau:

$$R = \frac{T}{\Delta} \quad (5-3)$$

Giá trị của R phụ thuộc vào sơ đồ, kích thước, vật liệu của kết cấu. Mỗi một kết cấu chịu lực chính có một R tương ứng.

5.2.3.4. Tâm cứng

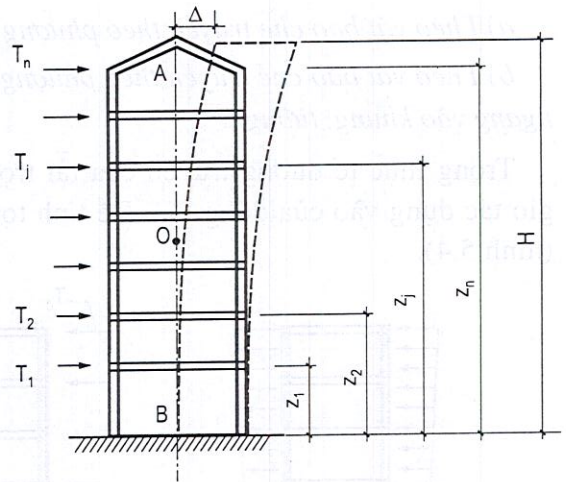
Xét mặt bằng của kết cấu nhà có m kết cấu chịu lực chính xếp song song (hình 5.6). Độ cứng của kết cấu thứ i là R_i ($i = 1 \div m$).



Hình 5.6. Tâm cứng của nhà

Gọi O là tâm cứng của nhà. Tọa độ của O là x_0 được xác định như sau:

$$x_0 = \frac{\sum R_i x_i}{\sum R_i} \quad (5-4)$$



Hình 5.5. Uốn tổng thể của nhà do gió

x_i, x_0 - khoảng cách từ kết cấu thứ i và tâm cứng O đến một trục quy ước nào đó dùng để tính toán. Nếu trục quy ước được lấy ở khoảng giữa nhà thì x_i phải lấy theo dấu đại số.

5.2.3.5. Phân phối tải trọng gió do uốn tổng thể

Gọi T_{oj} là tổng lực gió lên toàn bộ chiều dài nhà tác dụng vào một tầng j nào đó. Dem lực T_{oj} này phân phối cho các kết cấu chịu lực chính theo tỷ lệ với độ cứng của nó. Việc phân phối này dựa trên giả thiết sàn nhà là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng (xem tham khảo E1).

Ở tại mức sàn j đang xét, tải trọng gió phân vào cho kết cấu thứ k là T_{kj} :

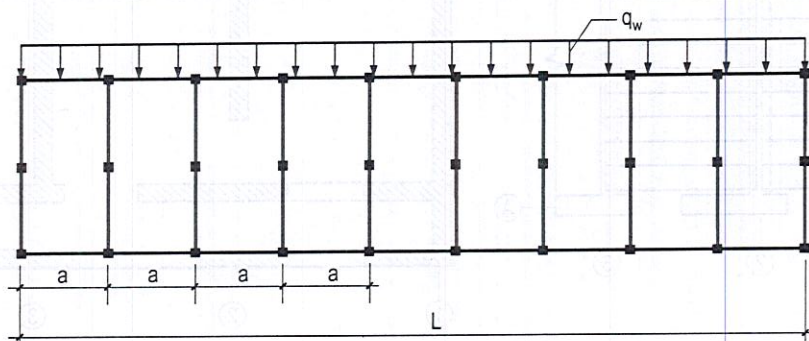
$$T_{kj} = \frac{T_{oj} R_k}{\sum R_i} \quad (5-5)$$

Như vậy, kết cấu nào càng cứng sẽ nhận tải trọng gió càng lớn.

Trường hợp đặc biệt. Khi nhà có m kết cấu giống nhau $R_1 = R_k = \dots R_m = R$ các kết cấu đặt cách đều nhau với khoảng cách a . Gọi q_w là tải trọng gió phân bố đều trên một mét dài của nhà trong phạm vi tầng j , chiều dài nhà là L thì $T_{oj} = q_w L$. Xem gần đúng, thiên về an toàn $L = ma$; $T_{oj} = m q_w a$;

Thay vào (5-5) với $\sum R_i = mR$, tính được:

$$T_{kj} = q_w a \quad (5-6)$$



Hình 5.7. Phân tải gió trường hợp đặc biệt

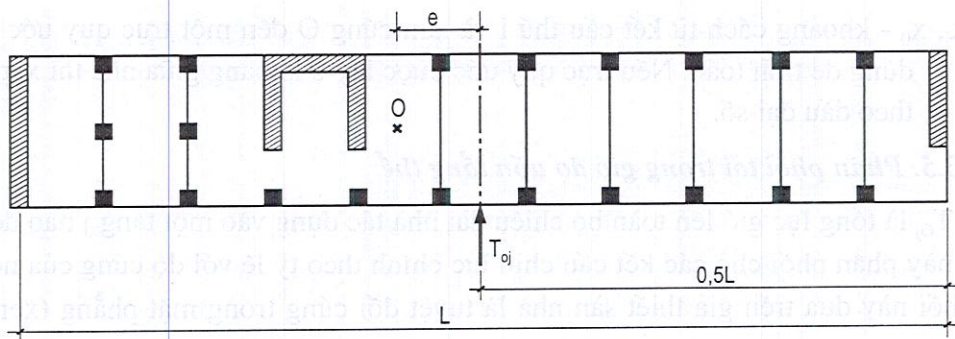
Chú ý: công thức (5-6) chỉ dùng cho trường hợp đặc biệt.

5.2.3.6. Phân phối tải trọng gió do xoắn tổng thể

Nhà bị xoắn khi đường tác dụng của hợp lực gió T_{oj} không đi qua tâm cứng O . Mômen xoắn M_x .

$$M_x = T_{oj} e \quad (5-7)$$

e - khoảng cách từ tâm O đến đường tác dụng T_{oj} (hình 5.8).



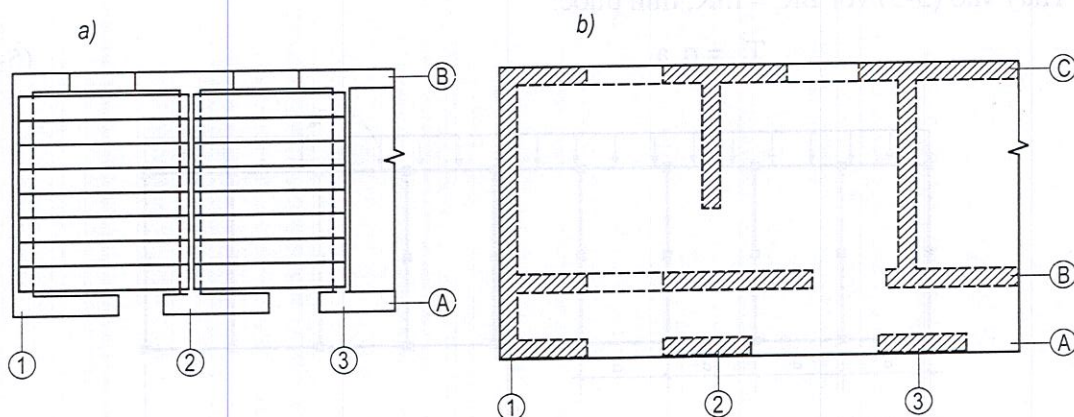
Hình 5.8. Sơ đồ tính mômen xoắn

Do tác dụng của xoắn, tải trọng gió phân vào cho một số kết cấu sẽ tăng lên (xem tham khảo E2).

5.3. KẾT CẤU NHÀ TẮM

5.3.1. Sơ đồ kết cấu

Kết cấu chịu lực chính là các bức tường. Kết cấu sàn được kê lên các tường chịu lực. Các tường này có thể chỉ đặt theo một phương (tường theo phương kia làm nhiệm vụ bao che, ngăn cách) hoặc đặt theo cả hai phương là tường ngang và tường dọc.



Hình 5.9. Sơ đồ nhà tắm

Hình 5.9a thể hiện một phần mặt bằng nhà dùng các tường ngang chịu lực, trục ①, ②, ③, trên tường gác panen lắp ghép, các tường dọc trục (A), (B) là tường bao che.

Hình 5.9b thể hiện một phần mặt bằng nhà dùng các tường ngang và dọc đều chịu lực, sàn bê tông toàn khối kê lên tất cả các tường.

Tường chịu lực có thể là tường đặc hoặc có lỗ (cửa sổ, cửa đi...). Với nhà ít tầng (từ 1 đến 6 tầng) tường có thể xây bằng gạch. Tường bằng bê tông cốt thép có thể được thi công toàn khối hoặc lắp ghép (xem tham khảo E3).

5.3.2. Chiều dày tường

Với tường gạch, chiều dày tường chịu lực tối thiểu là 150mm. Riêng nhà một tầng có thể dùng tường dày 110mm nhưng phải liên kết các tường ngang và dọc thành hệ không gian, phải có các giằng bê tông cốt thép và sàn toàn khối. Với chiều dày 220 có thể làm nhà 3 đến 4 tầng. Với nhà cao 5, 6 tầng thì một hoặc hai tầng dưới phải dùng tường dày 330.

Với tường bê tông cốt thép có thể tham khảo các số liệu trong bảng sau với n_t là số tầng nhà bên trên tường đang xét.

n_t	≤ 4	8	15	30	50	70
Chiều dày tường, mm	140	150	170	200	250	300

Như vậy càng lên cao nên giảm dần chiều dày tường.

5.3.3. Ưu nhược điểm, phạm vi sử dụng nhà tấm

Nhà tấm sử dụng tường vừa làm nhiệm vụ chịu lực vừa để bao che, ngăn cách nên có khả năng tiết kiệm vật liệu. Thi công nhà tấm thường nhanh hơn các loại nhà khác. Các tấm tường ngang dọc liên kết với nhau và với các sàn tạo thành hệ hộp không gian, có độ cứng tổng thể khá lớn.

Nhược điểm của nhà tấm là tạo ra các gian phòng tương đối bé, thường chỉ thích hợp cho các loại nhà ở (nhà gia đình, ký túc xá, khách sạn...). Gặp khó khăn khi cải tạo (cần đập bỏ một vài tấm tường). Nhà tấm ít tầng xây gạch hoặc bê tông lắp ghép rất nhạy cảm với hiện tượng lún không đều.

5.4. NHÀ LỖI CỨNG

5.4.1. Sơ đồ nguyên lý

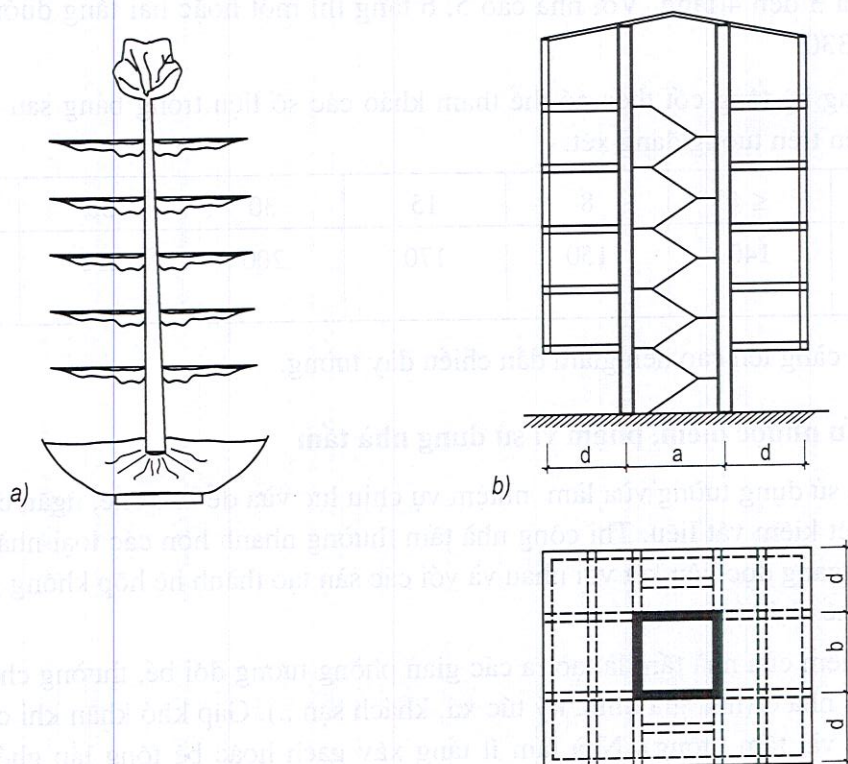
Nhà lõi cứng (nhà ống đứng) là một dạng đặc biệt của nhà tấm. Kết cấu chịu lực chính là các tường bê tông cốt thép liên kết thành lõi đứng. Kết cấu sàn, mái gồm bản, dầm chỉ liên kết vào các tường của lõi. Thường gặp kiểu nhà một lõi độc lập, nhà hai, ba lõi đặt thành hàng, nhà hai lõi lồng vào nhau gồm lõi trung tâm và lõi chu vi. Bên trong lõi trung tâm, lõi độc lập hoặc lõi đặt thành hàng thường bố trí hệ giao thông đứng (thang máy, thang bộ và một vài phòng chuyên dụng).

5.4.2. Nhà một lõi

Nhà một lõi có lẽ xuất phát từ ý đồ phỏng sinh học cây cảnh (hình 5.10a).

Nhà gồm một lõi ở trung tâm, đủ khả năng chịu toàn bộ tải trọng đứng và ngang. Từ lõi làm các dầm chính dạng côngxon vươn ra các phía, trên đó kê hệ dầm sàn, bản sàn, tường bao che, vách ngăn... (hình 5.10b).

Kích thước mặt bằng của lõi a, b không nhỏ hơn $\frac{1}{6}$ chiều cao nhà. Độ vươn của các dầm chính là d không lớn hơn 6m với bê tông cốt thép thường và 8m với bê tông ứng lực trước (cũng có thể lớn hơn nhưng phải có những nghiên cứu cẩn thận).



Hình 5.10. Sơ đồ nhà một lõi cứng

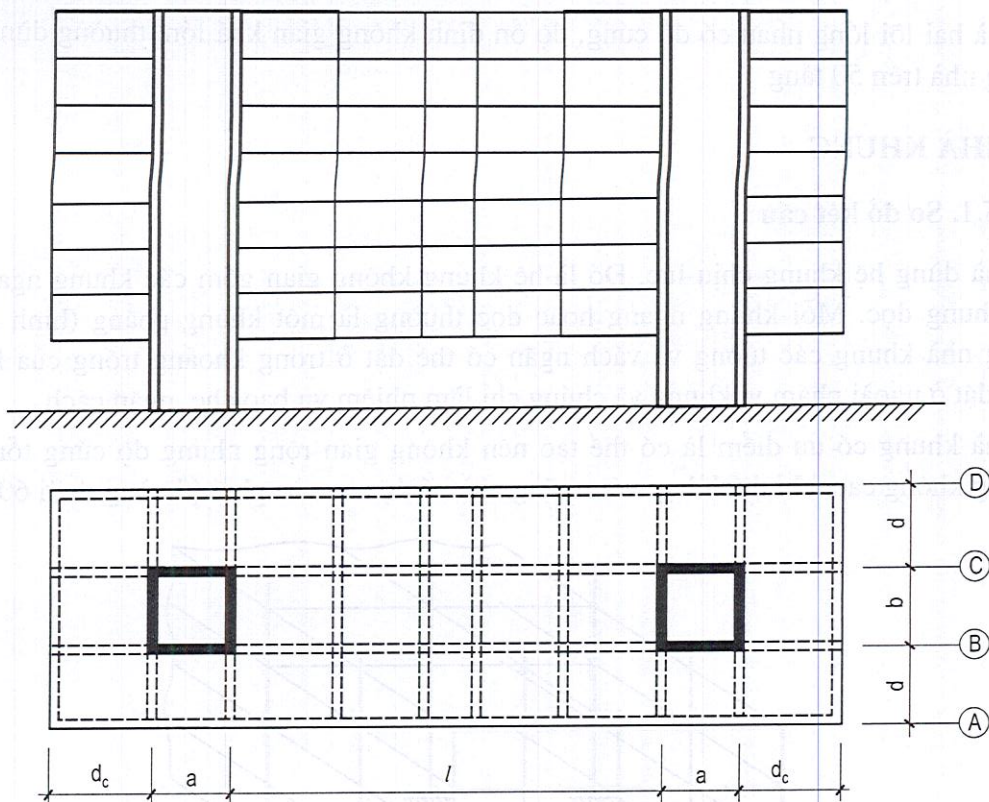
5.4.3. Nhà lõi cứng đặt thành hàng

Hình 5.11 thể hiện sơ đồ nhà dùng hai lõi cứng đặt thành hàng. Nhà kiểu này mang hình dáng một chiếc cầu nhiều tầng, các lõi như các trụ cầu.

Các sàn được đặt lên hai dầm chính dọc nhà tại trục B, C. Dầm chính nối các lõi và có mút thừa. Nhịp dầm l được tính bằng khoảng cách giữa các tường ngang phía trong của các lõi. Với dầm bê tông cốt thép thường l có thể đến 15m, với dầm bê tông ứng lực trước l có thể đến 24m hoặc lớn hơn. Độ vươn d_c của dầm chính không nên lớn hơn $\frac{1}{3}l$.

Trên hai dầm chính đặt hệ dầm sàn, bản sàn, tường, vách...

Ưu điểm của nhà có lõi độc lập hoặc đặt thành hàng là có thể để trống phần trên mặt đất cho một ứng dụng nào đấy, là chỉ cần tập trung việc làm móng cho các lõi. Chi phí về kết cấu cho nhà lõi trên đây thường cao hơn các loại nhà khác.

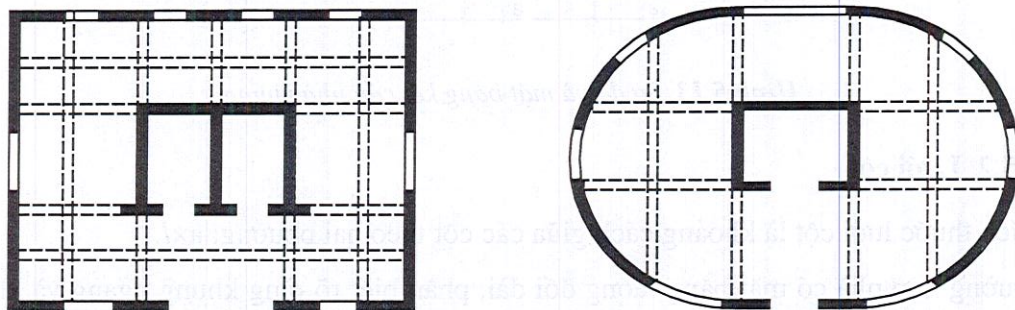


Hình 5.11. Sơ đồ nhà hai lối cứng

5.4.4. Nhà hai lối lồng nhau

Hình 5.12 thể hiện sơ đồ mặt bằng kết cấu nhà hai lối lồng nhau: lối trung tâm (lối trong) và lối theo chu vi (lối ngoài). Thực ra gọi lối theo chu vi là kết cấu vỏ đúng thì có thể đúng hơn, nó vừa làm nhiệm vụ chịu lực vừa là bao che, có thể có hình chữ nhật, hình tròn hoặc ôvan.

Dùng hệ dầm chính liên kết hai lối, trên đó là các dầm sàn và bản sàn. Khoảng cách giữa tường của hai lối bằng nhịp dầm chính, thường vào khoảng 6÷9m.



Hình 5.12. Sơ đồ mặt bằng kết cấu nhà hai lối lồng nhau

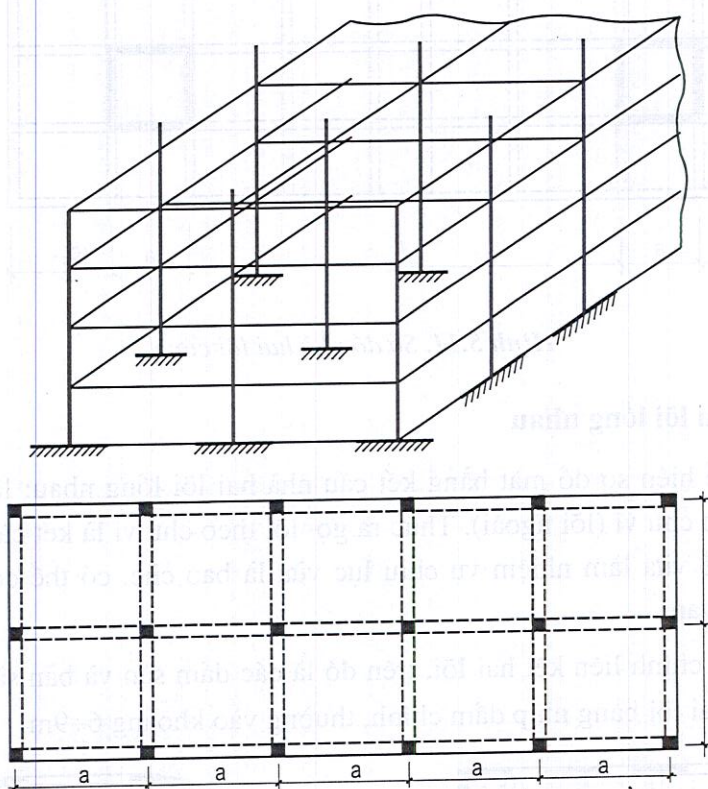
Nhà hai lõi lồng nhau có độ cứng, độ ổn định không gian khá lớn, thường dùng cho những nhà trên 50 tầng.

5.5. NHÀ KHUNG

5.5.1. Sơ đồ kết cấu

Nhà dùng hệ khung chịu lực. Đó là hệ khung không gian gồm các khung ngang và các khung dọc. Mỗi khung ngang hoặc dọc thường là một khung phẳng (hình 5.13). Trong nhà khung các tường và vách ngăn có thể đặt ở trong khoảng trống của khung hoặc đặt ở ngoài phạm vi khung và chúng chỉ làm nhiệm vụ bao che, ngăn cách.

Nhà khung có ưu điểm là có thể tạo nên không gian rộng nhưng độ cứng tổng thể thường không cao, chỉ thích hợp với những nhà có độ cao vừa phải (thường dưới 60m).



Hình 5.13. Sơ đồ và mặt bằng kết cấu nhà khung

5.5.2. Lưới cột

Kích thước lưới cột là khoảng cách giữa các cột theo hai phương: $a \times l$.

Trường hợp nhà có mặt bằng tương đối dài, phân biệt rõ ràng khung ngang và khung dọc thì a là bước khung, là khoảng cách giữa các khung ngang, l là nhịp, là khoảng cách giữa các cột trong khung ngang.

Với nhà có mặt bằng gần vuông, không phân biệt rõ ràng khung ngang và dọc thì a và l được hiểu là nhịp của dầm khung theo hai phương.

Chọn a và l tùy thuộc vào nhiệm vụ, đặc điểm của ngôi nhà và khả năng của kết cấu.

Với nhà nhiều tầng, a thường là kích thước mặt bằng của một hoặc hai gian nhà, trong khoảng 3,3m đến 8m, l thường giới hạn dưới 10m.

Với nhà một tầng cần không gian rộng (hội trường, nhà hát...) a có thể từ 4÷12m; l có thể đến 24m hoặc lớn hơn.

Với khu vực đặc biệt trong nhà nhiều tầng cần không gian rộng chọn a trong khoảng 4÷8m và l không nên quá 15m.

Nói chung việc chọn kích thước lưới cột là quan trọng, cần kết hợp giữa yêu cầu kiến trúc và khả năng kết cấu.

5.5.3. Kích thước tiết diện

Kích thước sơ bộ của tiết diện dầm khung được chọn theo mục 4.2.5.3, công thức (4-2).

Tiết diện cột thường là tròn, vuông, chữ nhật, Cũng có thể gặp tiết diện chữ L hoặc T. Diện tích sơ bộ của tiết diện cột là A_c được xác định gần đúng:

$$A_c = \frac{k_c N}{R_b} \quad (5-8)$$

R_b - cường độ tính toán về nén của bê tông;

k_c - hệ số kể đến các ảnh hưởng vào khả năng chịu lực của cột (mômen uốn, cốt thép, độ mảnh...). Lấy $k_c = 1,1 \div 1,2$ đối với các cột giữa; $k_c = 1,3 \div 1,5$ với các cột ở biên, ở góc. Trường hợp nhà được thiết kế chống động đất cần chọn tăng k_c lên từ 1,05 đến 1,2 lần (tùy theo yêu cầu cấp động đất).

N - lực nén trong cột. Ở giai đoạn thiết kế cơ sở có thể xác định N gần đúng như sau:

$$N = (n_s q_{ld} + q_m) S \quad (5-9)$$

n_s - số sàn nhà bên trên cột đang xét;

S - diện tích truyền tải trọng. Xác định S trên mặt bằng kết cấu theo nguyên tắc truyền tải trọng đúng ở mục 5.2.2 (mỗi bên một nửa). Thí dụ về xác định S cho một số cột thể hiện trên hình 5.14.

$$S_i = b_i c_i$$

Giá trị b_i , c_i lấy mỗi bên một nửa khoảng cách giữa các cột. Trên hình 5.14 có $b_1 = 0,5a_2 + 0,5a_3$; $c_1 = 0,5l_2 + 0,5l_3$; $c_2 = d + 0,5l_1$...

q_{ld} - tải trọng tương đương tính trên mỗi mét vuông của sàn:

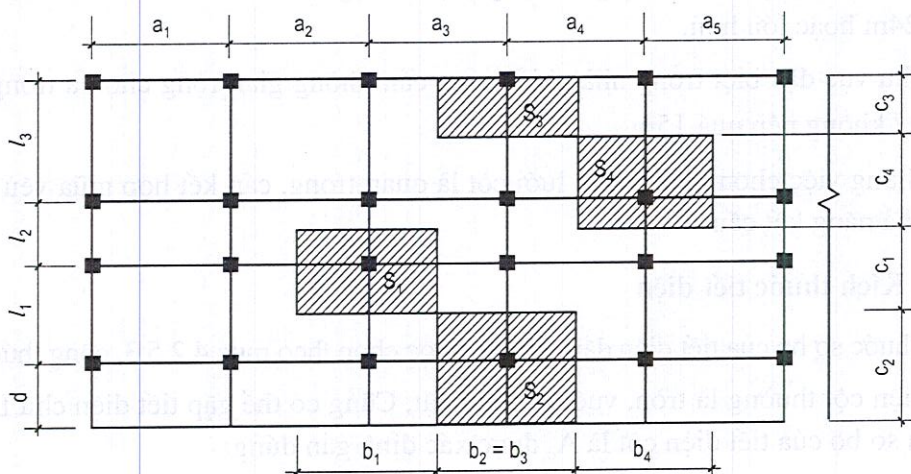
$$q_{ld} = g_0 + g_s + g_t + p \quad (5-10)$$

g_0 - trọng lượng bản sàn bê tông cốt thép, tính theo chiều dày bản;

g_s - trọng lượng các lớp cấu tạo mặt sàn, thông thường: $g_s = 0,8 \div 1 \text{ kN/m}^2$;

g_l - trọng lượng của dầm, cột, tường, vách, tường tượng đem phân đều ra trên diện tích S . Lấy g_l theo kinh nghiệm thiết kế. Với nhà thông thường g_l trong khoảng $4 \div 8 \text{ kN/m}^2$. Với nhà khá cao (trên 20 tầng) với cột lớn g_l có thể đến 10 kN/m^2 hoặc hơn;

p - hoạt tải sàn.



Hình 5.14. Sơ đồ diện tích truyền tải trọng lên cột

Với mức gần đúng chấp nhận được có thể không cần tính riêng từng giá trị : g_0 , g_s , g_l mà lấy gộp giá trị q_{ld} như sau:

Nhà dưới 5 tầng: $q_{ld} = 10 \div 12 \text{ kN/m}^2$;

Nhà 10 ÷ 20 tầng: $q_{ld} = 14 \div 18 \text{ kN/m}^2$;

Nhà trên 30 tầng: $q_{ld} = 18 \div 22 \text{ kN/m}^2$;

q_m - tải trọng trên mái gồm tĩnh tải và hoạt tải.

5.5.4. Thay đổi kích thước tiết diện

Với nhà có chiều cao lớn, càng xuống phía dưới ảnh hưởng của nội lực do gió càng tăng, vì vậy cần tăng kích thước tiết diện dầm khung.

Khi chọn kích thước cột thường trước tiên chọn cho tầng sát móng. Càng lên cao lực N càng giảm, cần thay đổi cấu tạo cột một cách phù hợp để sử dụng vật liệu hợp lý. Có thể thay đổi bằng các cách sau:

a) *Giảm kích thước tiết diện.* Cách này khá hợp lý về phương diện chịu lực nhưng làm trở ngại cho thi công.

Vì thế với những nhà dưới 20 tầng chỉ nên thay đổi tiết diện cột không quá hai lần (mỗi cột từ đỉnh đến móng gồm nhiều nhất là ba đoạn tiết diện khác nhau).

b) *Thay đổi lượng cốt thép chịu lực.* Cách này vừa bảo đảm điều kiện chịu lực vừa thuận tiện hơn cho thi công nhưng vì phải hạn chế tỷ lệ cốt thép không được vượt quá $\mu_{\max}$ nên khả năng điều chỉnh cũng không lớn.

c) *Thay đổi cấp bê tông.* Ở các tầng dưới dùng bê tông cấp cao hơn các tầng trên.

Với những nhà khá cao thường phải kết hợp cả ba cách.

5.5.5. Tính toán kết cấu khung

Tùy theo sơ đồ kết cấu tổng thể của toàn bộ ngôi nhà mà kết cấu khung có thể được tính toán theo sơ đồ khung phẳng hoặc khung không gian.

Theo sơ đồ khung phẳng khi chiều dài nhà khá lớn so với chiều rộng, độ cứng tổng thể theo phương ngang khá bé so với phương dọc, tác động của gió theo phương ngang là bất lợi hơn. Lúc này có thể tách từng khung phẳng theo phương ngang để tính toán.

Theo sơ đồ khung không gian khi nhà có chiều dài và chiều rộng xấp xỉ nhau, độ cứng tổng thể theo hai phương gần bằng nhau. Lúc này ban đầu chưa thể biết gió tác động như thế nào sẽ bất lợi hơn, vì vậy cần xem xét các trường hợp gió theo phương ngang, phương dọc và phương xiên của nhà. Phải để cả hệ khung không gian mà tính toán. Việc tính toán này là khá phức tạp so với tính khung phẳng.

Trường hợp nhà phải tính theo không gian nhưng không đủ điều kiện để tính toán thì có thể chia hệ thống khung thành các khung ngang và các khung dọc giao nhau, tính toán các khung phẳng theo hai phương, nội lực trong cột là bằng tổng nội lực của cột theo hai khung giao nhau.

Để tính toán khung (phẳng hoặc không gian) cần xác định các trường hợp tải trọng gồm tĩnh tải, các trường hợp bất lợi của hoạt tải, các trường hợp bất lợi của tải trọng gió. Ứng với mỗi trường hợp tải trọng cần tính toán và thể hiện biểu đồ nội lực gồm mômen uốn M, lực dọc N, lực cắt Q. Trong khung không gian còn có mômen xoắn.

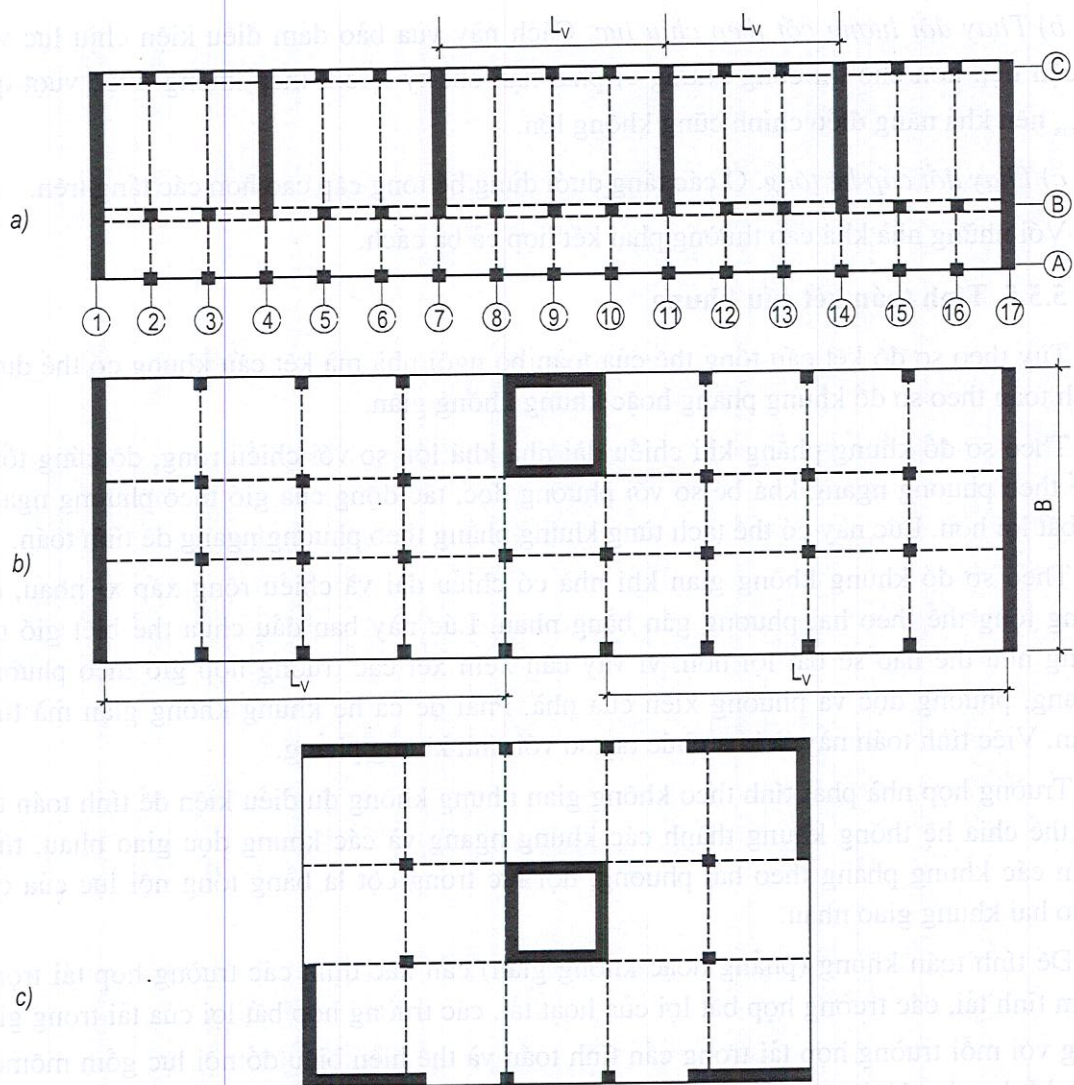
Từ giá trị nội lực của từng trường hợp tải trọng cần tiến hành tổ hợp để tìm ra những nội lực bất lợi. Dùng kết quả của tổ hợp nội lực để tính toán cốt thép hoặc kiểm tra khả năng chịu lực của các cấu kiện dầm và cột (xem tham khảo E4).

5.6. NHÀ KẾT HỢP

5.6.1. Sơ đồ nhà kết hợp theo phương ngang

Đó là sự kết hợp của khung và tường (vách cứng, lõi cứng) trong mặt bằng kết cấu (hình 5.15). Sự kết hợp này có thể xảy ra trong nhà một tầng và nhà nhiều tầng.

Hình 5.15a thể hiện mặt bằng kết cấu của trường học một tầng gồm các tường gạch đặt ở các trục 1, 4, 7, 11, 17. Ở các trục còn lại là các khung, mỗi khung gồm ba cột ở các trục A, B, C. Cũng có thể chỉ làm khung hai cột ở trục B và trục C còn tại trục A không có cột, lúc đó đoạn dầm BC ở hành lang có dạng nút thừa (côngxon).



Hình 5.15. Sơ đồ mặt bằng kết cấu nhà kết hợp

Hình 5.15b gồm các khung, lõi cứng và hai vách cứng theo một phương ngang.

Hình 5.15c gồm các khung, lõi cứng và các vách cứng theo hai phương.

Nhà kết hợp có được ưu điểm của nhà khung là có thể tạo nên không gian tương đối rộng và nhờ có vách cứng, lõi cứng nên độ cứng tổng thể của nhà được nâng cao hơn nhiều so với nhà khung.

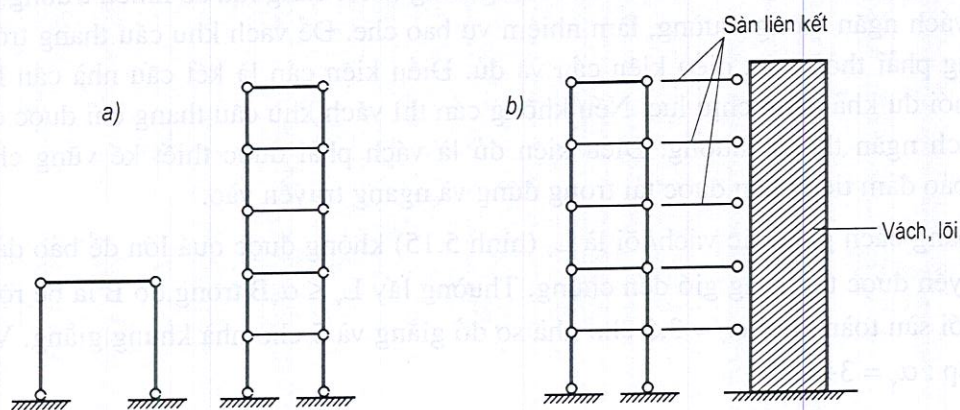
Nhà kết hợp thích dụng cho nhiều loại nhà cao tầng.

5.6.2. Hai loại khung, hai loại sơ đồ nhà

Trong nhà kết hợp có thể dùng hai loại khung: khung cứng và khung khớp.

Khung cứng có liên kết giữa dầm và cột là cứng, giống như các khung thông thường trong nhà khung. Loại khung này chịu được các tải trọng đứng và tải trọng ngang.

Khung khớp có liên kết khớp giữa dầm và cột và giữa các đoạn cột với nhau (hình 5.16a). Đó là một dạng khung lắp ghép hoặc khung tạo nên bởi cột và sàn phẳng (không dầm). Những khung như vậy là hệ biến hình, không thể đứng độc lập vì sẽ bị sụp đổ khi chịu tải trọng xô ngang hoặc tải trọng đứng không đối xứng. Trong kết cấu nhà có vách cứng hoặc lõi cứng các khung này không bị biến hình vì được liên kết với vách/lõi. Sàn là kết cấu làm nhiệm vụ liên kết đó (hình 5.16b). Với hệ liên hợp dầm khung khớp các khung chỉ có thể chịu được tải trọng đứng mà không chịu được tải trọng ngang.



Hình 5.16. Sơ đồ nhà liên hợp khung khớp

Với hai loại khung có hai loại sơ đồ nhà: Sơ đồ giằng và khung giằng.

Trong sơ đồ giằng dùng các khung khớp, khung chỉ chịu tải trọng đứng truyền lên nó. Vách và lõi cứng chịu phần tải trọng đứng trực tiếp truyền lên nó và chịu toàn bộ tải trọng ngang được truyền đến nhờ kết cấu sàn.

Trong sơ đồ khung giằng dùng khung cứng. Mỗi khung cũng như mỗi vách/lõi cứng chịu phần tải trọng đứng và ngang truyền và phân phối vào cho nó. Vì độ cứng R của vách/lõi thường khá lớn so với độ cứng của khung nên vách/lõi sẽ chịu phần lớn tải trọng ngang.

Như vậy, so sánh hai nhà có mặt bằng và chiều cao như nhau thì trong nhà dùng sơ đồ giằng phải làm vách/lõi lớn hơn vì nó phải chịu toàn bộ tải trọng ngang còn trong nhà khung giằng vách/lõi có thể bé hơn.

Chú ý rằng với nhà dùng sàn phẳng bắt buộc nhà phải có hệ vách/lõi cứng đủ chịu toàn bộ tải trọng ngang.

Cột trong nhà sơ đồ giằng chủ yếu chỉ chịu lực nén do đó diện tích tiết diện A_c xác định theo công thức (5-8) có thể tính với hệ số $k_c = (0,95 \div 1)$.

5.6.3. Bố trí vách, lõi cứng trong mặt bằng

Độ cứng R của vách/lõi thường khá lớn so với khung vì vậy sự bố trí chúng trên mặt bằng có ảnh hưởng lớn đến vị trí tâm cứng O (xem mục 5.2.3.4), liên quan đến sự xoắn tổng thể của nhà khi chịu tải trọng gió.

Nên bố trí vách/lõi cứng đối xứng trên mặt bằng nhà. Với nhà có chênh lệch giữa chiều dài và chiều rộng không lớn, kết cấu làm việc không gian thì vách/lõi cứng cần bố trí theo cả hai phương (hình 5.15c).

Thường bố trí vách cứng trùng với các tường bao che ở mặt ngoài nhà và một số tường trung gian.

Lõi cứng thường được kết hợp với vách khu cầu thang (thang máy, thang bộ). Chú ý rằng không phải bao giờ vách khu cầu thang cũng là lõi cứng mà có nhiều trường hợp nó chỉ là vách ngăn thông thường, làm nhiệm vụ bao che. Để vách khu cầu thang trở thành lõi cứng phải thỏa mãn điều kiện cần và đủ. Điều kiện cần là kết cấu nhà cần làm lõi cứng mới đủ khả năng chịu lực. Nếu không cần thì vách khu cầu thang chỉ được cấu tạo như vách ngăn thông thường. Điều kiện đủ là vách phải được thiết kế vững chắc, có móng bảo đảm tiếp nhận được tải trọng đứng và ngang truyền vào.

Khoảng cách giữa các vách/lõi là L_v (hình 5.15) không được quá lớn để bảo đảm cho sàn truyền được tải trọng gió đến chúng. Thường lấy $L_v \leq \alpha_v B$ trong đó B là bề rộng sàn nhà. Với sàn toàn khối $\alpha_v = 3,5$ cho nhà sơ đồ giằng và 5 cho nhà khung giằng. Với sàn lắp ghép: $\alpha_v = 3+4$.

5.6.4. Cấu tạo tường của vách, lõi

Vách cứng của nhà từ 1 đến 4 tầng có thể chỉ xây bằng gạch dày tối thiểu 200mm. Nhà từ 4 đến 8 tầng có thể dùng vách cứng bằng khung bê tông cốt thép chèn gạch hoặc tường gạch gia cố bằng các giằng đứng và ngang (nhà dưới 6 tầng). Tường gạch cũng như tường chèn khung nên là dạng tường đặc (không có lỗ cửa). Tường có lỗ cửa khả năng chịu tải trọng ngang bị giảm nhiều.

Dạng vách/lõi cứng thông thường nhất, dùng phổ biến nhất cho mọi loại nhà từ thấp đến cao là bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ. Chiều dày tường có thể thay đổi từ 160mm đến trên 400mm tùy chiều cao nhà.

Một dạng vách cứng cũng được dùng là khung thép hoặc bê tông cốt thép có những thanh chống xiên dạng dầm.

5.6.5. Nhà kết hợp theo phương đứng

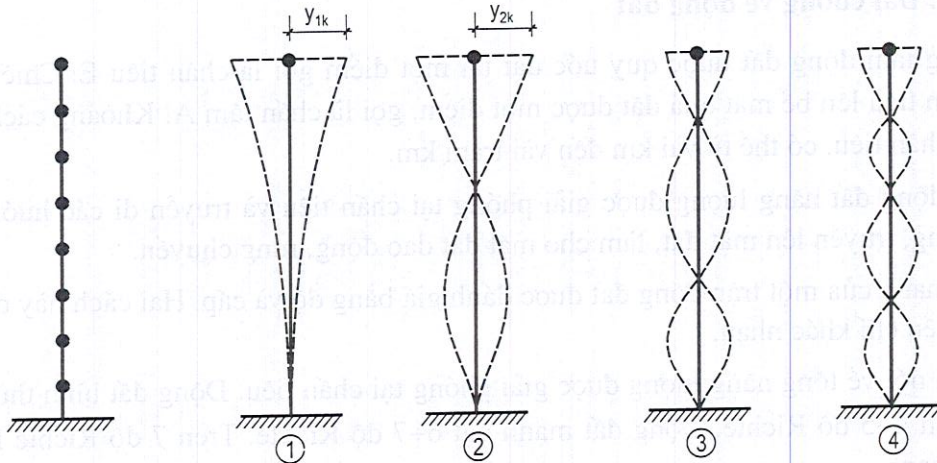
Đó là những nhà nhiều tầng, ở các tầng dưới cần không gian rộng dùng làm cửa hàng hoặc hội họp, các tầng trên dùng làm nhà ở, văn phòng.

Kết cấu tầng dưới cần dùng khung có lưới cột lớn hoặc khung nhịp lớn kết hợp với vách/lõi cứng. Kết cấu các tầng trên có thể là nhà tấm hoặc nhà khung với lưới cột bé hơn. Lúc này cột của khung tầng trên hoặc tường tầng trên đặt lên dầm khung tầng dưới. Vì vậy dầm này cần làm lớn hơn nhiều so với những dầm khung thông thường, gọi đó là các dầm chuyển.

Nhà kết hợp theo phương đứng kiểu trên đây thường là bất lợi về phương diện kết cấu chịu lực, sơ đồ kết cấu thường không hợp lý, cần nghiên cứu, thiết kế thận trọng.

5.7. ĐẶC ĐIỂM CỦA NHÀ CAO TẦNG

Khi tăng chiều cao nhà tác dụng của tải trọng đứng tăng theo bậc nhất còn tác dụng của gió tăng theo bậc lớn hơn hai. Nhà càng cao thì vai trò của tải trọng ngang (gió, động đất) càng quan trọng vì chúng không những gây ra nội lực lớn mà còn làm cho nhà bị dao động. Thiết kế nhà cao tầng phải đặc biệt quan tâm đến bài toán động. Sơ đồ tính toán về dao động của nhà thường là một thanh côngxon đứng, ngàm vào móng, có độ cứng quy đổi EJ bằng tổng độ cứng chống uốn của các kết cấu chịu lực chính, có các khối lượng tập trung đặt theo chiều cao tại các mức sàn (hình 5.17).



Hình 5.17. Sơ đồ dao động của nhà cao tầng

Trong tính toán cần xác định dạng dao động, tần số (chu kỳ) và biên độ.

Vị trí cân bằng của thanh côngxon ở dạng thẳng đứng. Dao động xảy ra theo các phía xung quanh vị trí cân bằng. Dạng dao động là dạng cong của trục thanh khi các khối lượng chuyển vị ngang. Trên hình 5.17 các số 1, 2, 3... ghi ở chân là các dạng dao động. Kết cấu có bao nhiêu khối lượng tập trung sẽ có bấy nhiêu dạng dao động tự do. Khi chịu sự kích thích từ bên ngoài kết cấu sẽ có một số dạng dao động nào đấy xảy ra đồng thời, dao động bậc cao chồng lên dao động bậc thấp. Trong thiết kế thường chỉ xét đến một vài dạng dao động đầu tiên, là những dao động bất lợi nhất.

Tần số f là số lần dao động xảy ra trong một giây. Chu kỳ T là thời gian của một dao động: $T = \frac{1}{f}$.

Dạng dao động ①, cơ bản, có T_1 lớn nhất rồi giảm dần:

$$T_1 > T_2 > T_3 > \dots T_n.$$

Giá trị T_1 phụ thuộc chủ yếu vào độ cứng, chiều cao của nhà. Nhà càng cứng và thấp thì T_1 càng bé và ngược lại. Các nhà thông thường có $T_1 = 0,5 \div 1$ giây. Những nhà khá cao T_1 có thể đến $2 \div 3$ giây.

Biên độ dao động y là độ dịch chuyển theo phương ngang của trục thanh so với vị trí cân bằng. Thường ký hiệu y_k trong đó j chỉ dạng dao động, k chỉ vị trí khối lượng tập trung.

Đặc điểm về kết cấu nhà cao tầng là kích thước tiết diện của cột, dầm nhiều khi rất lớn. Rất thường gặp các cột vuông có cạnh trên 1 mét, trong nhà kết hợp theo phương đứng gặp những dầm có chiều cao trên 2 mét.

5.8. ĐẶC ĐIỂM THIẾT KẾ NHÀ CHỊU ĐỘNG ĐẤT

Thiết kế công trình chịu động đất thường được gọi là thiết kế kháng chấn.

5.8.1. Đại cương về động đất

Trung tâm động đất được quy ước đặt tại một điểm gọi là chấn tiêu E. Chiều thẳng góc chấn tiêu lên bề mặt quả đất được một điểm, gọi là chấn tâm A. Khoảng cách AE là độ sâu chấn tiêu, có thể từ vài km đến vài trăm km.

Khi động đất năng lượng được giải phóng tại chấn tiêu và truyền đi các hướng theo dạng sóng, truyền lên mặt đất, làm cho mặt đất dao động, rung chuyển.

Sức mạnh của một trận động đất được đánh giá bằng độ và cấp. Hai cách này dựa trên những tiêu chí khác nhau.

Độ là nói về tổng năng lượng được giải phóng tại chấn tiêu. Động đất bình thường có sức mạnh 4÷5 độ Richté. Động đất mạnh đạt 6÷7 độ Richté. Trên 7 độ Richté là động đất rất mạnh.

Cấp là nói về tác động xảy ra trên bề mặt quả đất. Cấp 1 đến 5 là động đất nhẹ, chưa gây hư hỏng gì cho các công trình. Cấp 6, 7 là trung bình, bắt đầu gây hư hỏng, sụp đổ cho những công trình tạm, quá yếu.

Cấp 8, 9 là động đất mạnh, có thể gây hư hỏng, sụp đổ cho những công trình bình thường, không được thiết kế kháng chấn.

Cấp từ 10 trở lên là động đất rất mạnh.

Cấp động đất phụ thuộc vào ba yếu tố chính là năng lượng (độ Richté), độ sâu chấn tiêu và môi trường truyền sóng địa chấn (điều kiện địa chất).

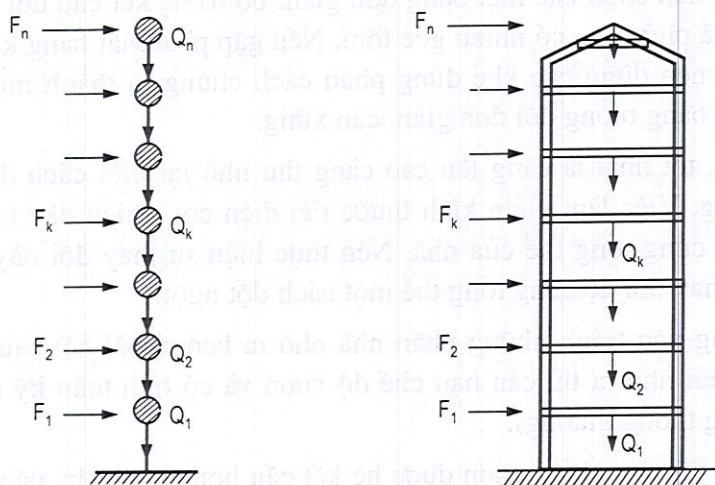
Khi thiết kế kháng chấn là thiết kế dựa vào cấp động đất. Tùy theo vùng có khả năng xảy ra động đất lớn hoặc bé và tùy mức độ quan trọng của công trình mà chọn cấp động đất để thiết kế là 7, 8 hoặc 9.

5.8.2. Tải trọng động đất

Khi động đất công trình bị dao động có gia tốc làm phát sinh lực quán tính ngược chiều với chuyển động. Vật có khối lượng m chuyển động với gia tốc a thì lực $F = ma$. Gọi trọng lượng của vật là Q thì $Q = mg$ với g là gia tốc trọng trường ($g = 9,81\text{m/sec}^2$). Tóm lại có thể viết:

$$F = \alpha Q \text{ với } \alpha = \frac{a}{g}$$

Trong các công trình có nhịp lớn thì dao động và lực F theo phương đứng là bất lợi.



Hình 5.18. Sơ đồ xác định tải trọng động đất

Trong nhà cao tầng thì dao động ngang, lực F theo phương ngang là bất lợi. Sơ đồ tính tải trọng động đất cho nhà cao tầng thể hiện trên hình 5.18 với Q_i là trọng lượng của sàn thứ i , F_i là lực động đất theo phương ngang đặt vào tầng thứ i . Giá trị: $F_i = \alpha_i Q_i$.

Xác định hệ số α_i là bài toán rất phức tạp, nó phụ thuộc rất nhiều yếu tố. Trong thiết kế thực tế thường dựa vào tiêu chuẩn kháng chấn. Tiêu chuẩn hiện hành của Việt Nam là TCXDVN375-206 - thiết kế công trình chịu động đất.

Giá trị α_i thường trong các khoảng sau:

$\alpha_i = 0,05 \div 0,08$: Tải trọng động đất thuộc loại bé;

$\alpha_i = 0,08 \div 0,12$: Tải trọng động đất thuộc loại trung bình;

$\alpha_i = 0,12 \div 0,15$: Tải trọng động đất thuộc loại mạnh;

$\alpha_i > 0,15$: Tải trọng động đất thuộc loại rất mạnh.

Sau khi xác định được lực F_i , đem nó phân phối về cho các kết cấu chịu lực chính tương tự như phân phối tải trọng gió ở mục 5.2.3.5.

5.8.3. Thiết kế nhà chịu động đất

Đó là nhiệm vụ của cả kiến trúc sư và kỹ sư kết cấu. Cần tiến hành thiết kế theo ít nhất là hai bước. Bước một thiết kế hình khối, bước hai thiết kế kết cấu.

Bước một được thực hiện trong giai đoạn làm phương án kiến trúc. Kiến trúc sư cần nắm được những yêu cầu về mặt bằng, hình khối của công trình kháng chấn để không

phạm phải những sai lầm, sau này tốn công sức sửa chữa. Cần phối hợp với kỹ sư kết cấu ngay từ đầu để đưa ra được phương án hợp lý về sử dụng, mỹ quan và không vi phạm các quy định kiêng kỵ về kháng chấn.

Về mặt bằng, nên chọn các mặt bằng đơn giản, bố trí hệ kết cấu đối xứng. Nên tránh các mặt bằng quá phức tạp, có nhiều góc lõm. Nếu gặp phải mặt bằng khá phức tạp gồm nhiều nhánh thì nên dùng các khe đứng phân cách chúng ra thành một số khối riêng, mỗi khối có mặt bằng tương đối đơn giản, cân xứng.

Về mặt đứng, tốt nhất là càng lên cao càng thu nhỏ lại một cách đều đặn hoặc giữ nguyên mặt bằng. Việc làm giảm kích thước tiết diện cột, chiều dày tường khi lên cao làm thay đổi độ cứng tổng thể của nhà. Nên thực hiện sự thay đổi này từ từ, đều đặn, tránh gây ra sự thay đổi độ cứng tổng thể một cách đột ngột.

Trên mặt đứng nên tránh những phần nhô ra bên ngoài kết cấu chịu lực chính. Nếu cần thiết phải nhô ra thì cần hạn chế độ vươn và có tính toán kỹ càng (trừ trường hợp các ban công thông thường).

Bước thiết kế kết cấu nhằm chọn được hệ kết cấu hợp lý, có khả năng phân tán năng lượng khi chịu động đất, có độ dẻo cần thiết theo các quan điểm thiết kế kháng chấn hiện đại, dùng các phương pháp phù hợp, đủ tin cậy để xác định tải trọng và nội lực do động đất, tính toán và cấu tạo các cấu kiện theo các yêu cầu kháng chấn.

5.9. KHE BIẾN DẠNG

Trong kết cấu nhà có thể gặp ba loại khe biến dạng: khe nhiệt độ, khe lún, khe kháng chấn. Khe biến dạng phân chia nhà ra từng khối, trong mỗi khối có hệ kết cấu riêng, hoàn chỉnh.

Khe nhiệt độ nhằm xử lý các biến dạng theo phương dọc, phương ngang nhà, nó làm tách rời phần thân nhà mà không cắt qua móng. Theo quan điểm cũ trước đây khi kích thước mặt bằng nhà khá lớn, vượt quá một giới hạn nào đấy ($40 \div 80\text{m}$ tùy loại kết cấu) thì phải làm khe nhiệt độ. Quan điểm thiết kế hiện đại cho phép làm tăng kích thước của khối nhiệt độ với điều kiện có những tính toán và biện pháp cấu tạo để kết cấu chịu được nội lực do tăng giảm nhiệt độ gây ra.

Khe lún nhằm xử lý chuyển vị không đều theo phương đứng giữa các phần của nhà, nó cắt qua toàn bộ chiều cao nhà và móng. Ở chỗ khe lún thường phải xử lý những vấn đề phức tạp về kiến trúc và kết cấu móng. Trong nhiều trường hợp có thể tránh làm khe lún bằng những biện pháp xử lý nền móng và kết cấu nhằm loại trừ nguyên nhân gây lún không đều.

Khe kháng chấn nhằm tách rời các phần của nhà có mặt bằng phức tạp hoặc hai phần nhà có độ cao chênh lệch lớn. Khe kháng chấn nhằm tránh cho các phần nhà va đập vào nhau trong khi dao động. Khe kháng chấn có cấu tạo như khe nhiệt độ nhưng bề rộng lớn hơn nhiều ($\geq 70\text{mm}$).

PHẦN THAM KHẢO E

E1. Phân phối tải trọng gió do uốn tổng thể

Xét nhà có m kết cấu chịu lực chính đặt song song (hình 5.6), độ cứng của mỗi kết cấu là R_i ($i = 1 \div m$). Tải trọng ngang tác dụng lên toàn bộ các kết cấu ở mức sàn thứ j là T_{oj} . Tải trọng này sẽ phân phối cho kết cấu thứ i là T_{ij} .

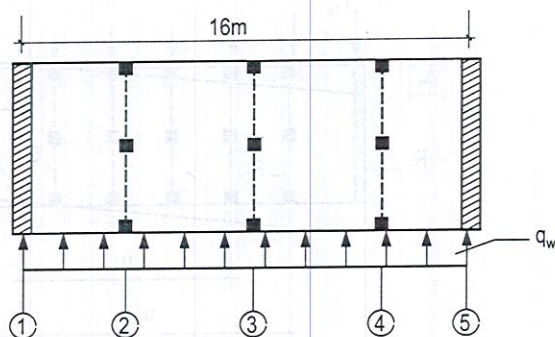
Có: $T_{oj} = \sum T_{ij}$ ($i = 1 \div m$)

Với giả thiết sàn là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng nên chuyển vị ngang của các kết cấu do nhà bị uốn là bằng nhau:

$$\Delta_1 = \Delta_2 = \dots = \Delta_m$$

Mà $\Delta_i = \frac{T_i}{R_i}$. Rút ra:

$$\frac{T_{1j}}{R_1} = \frac{T_{2j}}{R_2} = \dots = \frac{T_{mj}}{R_m} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum R_i} = \frac{T_{oj}}{\sum R_i}$$



Hình E2-01

Với kết cấu thứ k , có: $\frac{T_{kj}}{R_k} = \frac{T_{oj}}{\sum R_i}$, rút ra: $T_{kj} = \frac{T_{oj} R_k}{\sum R_i}$. Công thức (5-5)

Thí dụ: Mặt bằng kết cấu nhà kết hợp gồm hai tường ở trục 1, 5 ba khung ở các trục 2, 3, 4. Chiều dài toàn nhà $L = 16m$, tải trọng gió phân bố trên mỗi mét dài của nhà tính trong phạm vi một tầng là $q_w = 3kN/m$. Độ cứng của tường gấp 6 lần độ cứng của khung. Yêu cầu xác định tải trọng gió tác dụng lên tường và khung.

Đặt R là độ cứng của khung thì: $R_2 = R_3 = R_4 = R$, $R_1 = R_5 = 6R$;

$$\sum R_i = (6+1+1+1+6)R = 15R.$$

$$T_0 = q_w L = 3 \times 16 = 48kN.$$

Tải trọng gió truyền cho tường trục ①:

$$T_1 = \frac{T_0 R_1}{\sum R_i} = \frac{48 \times 6R}{15R} = 19,2kN$$

Tải trọng gió truyền cho khung trục 2:

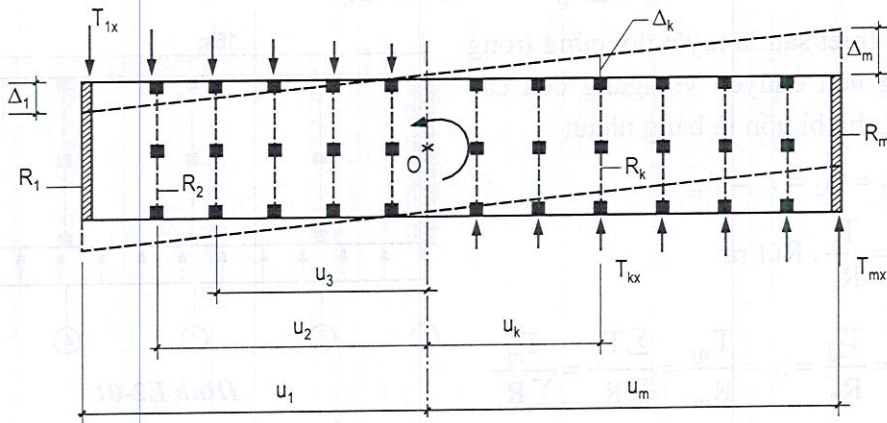
$$T_2 = \frac{T_0 R_2}{\sum R_i} = \frac{48 \times R}{15R} = 3,2kN$$

E2. Phân phối tải trọng gió do xoắn

Khi nhà chịu hợp lực của gió. T_{oj} đặt cách tâm cứng O một khoảng e , nhà bị xoắn. Dời lực T_{oj} về đặt tại O sẽ có thêm mômen xoắn $M_x = T_{oj}e$. Lực T_{oj} đặt tại O gây ra tác

dụng uốn, đã được xét. Mômen xoắn M_x làm cho sàn nhà bị xoay đi một góc φ_x quanh tâm cứng. Do sự xoay này, mỗi kết cấu thứ i có chuyển vị ngang Δ_i . Tác dụng của M_x tương đương như tác dụng của các lực T_{ix} đặt vào từng kết cấu để gây ra chuyển vị Δ_i . Từ công thức (5-3) viết được:

$$T_{ix} = \Delta_i R_i \quad \text{hoặc} \quad \Delta_i = \frac{T_{ix}}{R_i}$$



Lấy trục đi qua tâm O , đặt u_i là khoảng cách từ kết cấu thứ i đến trục. Với giả thiết sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng tính được:

$$\operatorname{tg} \varphi_x = \frac{\Delta_1}{u_1} = \frac{\Delta_2}{u_2} = \dots = \frac{\Delta_k}{u_k} = \dots = \frac{\Delta_m}{u_m}$$

Thay: $\Delta_i = \frac{T_{ix}}{R_i}$ đồng thời nhân tử và mẫu số với u_i , có:

$$\frac{T_{1x} u_1}{R_1 u_1^2} = \frac{T_{2x} u_2}{R_2 u_2^2} = \dots = \frac{T_{mx} u_m}{R_m u_m^2} = \frac{\sum T_{ix} x_i}{\sum R_i u_i^2}$$

Điều kiện cân bằng: $M_x = \sum T_{ix} u_i$, có được:

$$\frac{T_{ix} u_i}{R_i u_i^2} = \frac{T_{kx} u_k}{R_k u_k^2} = \frac{M_x}{\sum R_i u_i^2}$$

Rút ra:

$$T_{kx} = \frac{M_x R_k u_k}{\sum R_i u_i^2}$$

Lực T_{kx} được tổ hợp với T_{kj} do tác dụng uốn để có tổng lực gió tác dụng vào kết cấu thứ k .

E3. Nhà tấm lớn lắp ghép

Trong thời gian từ năm 1972 đến 1988 ở Hà Nội triển khai việc xây dựng các khu nhà ở bốn, năm tầng bằng tấm lớn lắp ghép. Việc xây dựng này bắt đầu do sự dễ xướng và

chỉ đạo của các ông: TS Trương Tùng, TS Phạm Sỹ Liêm (nguyên là thầy giáo của Trường Đại học Xây dựng).

Các tấm là những tấm tường, tấm sàn đặc bằng bê tông cốt thép, chế tạo sẵn ở các cơ sở tập trung, được chuyên chở đến hiện trường để lắp ghép thành các căn hộ và tòa nhà.

Đã dùng phương pháp này để xây dựng thí điểm ở phường Văn Chương, triển khai rộng ra ở các khu Trung Tự, Khương Thượng, Thanh Xuân, Kim Giang...

Ưu điểm cơ bản của nhà tấm lớn lắp ghép là thi công nhanh, trong một thời gian ngắn làm được rất nhiều nhà, đáp ứng kịp thời nhu cầu cấp thiết về nhà ở (sau chiến tranh).

Nhược điểm của loại nhà này là có nhiều mối nối ngang và đứng giữa các tấm tường và tấm sàn. Mối nối làm cho độ cứng tổng thể của nhà bị giảm yếu.

Năm 1988 ở Liên Xô có động đất làm sụp đổ một số nhà lắp ghép tấm lớn. Ở Việt Nam ngừng lại việc thi công các loại nhà này, chuyển sang dùng nhiều kiểu nhà khung toàn khối.

E4. Tính toán và tổ hợp nội lực khung phẳng

Để tính toán nội lực khung, theo lý thuyết có thể dùng các phương pháp khác nhau như phương pháp lực, phương pháp chuyển vị, phương pháp phân phối mômen, phương pháp phần tử hữu hạn... Hiện nay, phổ biến là dùng các phần mềm máy tính như SAP, STAD, ETAB...

Nội lực, trước hết được tính riêng cho từng trường hợp tải trọng sau đó sẽ tổ hợp để tìm giá trị bất lợi.

Với các nhà thông thường, không kể đến gió động và động đất cần tính toán với ít nhất 6 trường hợp tải trọng. Đó là: tĩnh tải, ba trường hợp của hoạt tải sàn, hai trường hợp tải trọng gió. Mỗi trường hợp tính và vẽ ba biểu đồ nội lực (tổng cộng 18 biểu đồ).

Với nhà cần kể đến gió động hoặc động đất còn cần tính toán về dao động của nhà, xác định các đặc trưng về dao động như chu kỳ, biên độ ứng với từng dạng dao động, tính toán nội lực do động đất ứng với các phương ngang nhà, dọc nhà.

Tại mỗi tiết diện của dầm hoặc cột nội lực do các tải trọng khác nhau có thể có dấu giống nhau hoặc khác nhau (mômen dương, mômen âm v.v...). Tổ hợp là một phép cộng (cộng các nội lực) có lựa chọn để tìm ra giá trị nội lực bất lợi.

Tiêu chuẩn thiết kế quy định cần tính toán hai tổ hợp cơ bản (1 và 2) và nếu có yêu cầu kháng chấn thì tính thêm tổ hợp đặc biệt.

Tổ hợp cơ bản 1 bao gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực của một hoạt tải (có lựa chọn).

Tổ hợp cơ bản 2 gồm nội lực do tĩnh tải và nội lực có lựa chọn của ít nhất hai hoạt tải được nhân với hệ số tổ hợp nhỏ hơn 1.

Tổ hợp đặc biệt gồm tĩnh tải, hoạt tải sàn và tải trọng động đất.

Tùy theo kích thước, kết cấu của từng nhà mà có khi động đất nguy hiểm hơn gió, có khi gió lại nguy hiểm hơn động đất.

Với các dầm thường tổ hợp riêng mômen uốn và lực cắt. Tại mỗi tiết diện cần tổ hợp để tìm ra hai giá trị mômen dương, mômen âm có trị tuyệt đối lớn nhất (lực cắt dương, lực cắt âm).

Với cột cần tổ hợp đồng thời lực dọc và mômen uốn. Trong mỗi tổ hợp cơ bản cần tìm ra ba cặp ứng với các giá trị mômen dương lớn nhất, mômen âm có trị tuyệt đối lớn nhất, lực dọc lớn nhất. Ở chân cột còn phải tổ hợp lực cắt dùng để tính móng.

E5. Nhà sơ đồ giằng sàn nửa lắp ghép

Gần đây ở khu vực Trung Hòa Nhân Chính (Hà Nội) và một vài nơi khác Tổng công ty xây dựng Vinaconex triển khai xây dựng các nhà nhiều tầng có kết cấu kết hợp, sơ đồ giằng, sàn nửa lắp ghép với công nghệ nhập từ châu Âu.

Kết cấu chịu lực chính của nhà gồm lõi cứng, một vài vách cứng và hệ thống cột. Lõi và vách được đổ bê tông toàn khối dùng ván khuôn trượt. Cột được đúc sẵn để lắp ghép.

Sàn nửa lắp ghép gồm các tấm có sườn, bằng bê tông ứng lực trước chế tạo tại nhà máy và một lớp bê tông đổ tại chỗ. Kết cấu nhà được thiết kế đủ chịu động đất cấp 8.

Nhờ việc chế tạo sẵn cột và các tấm sàn ở nhà máy nên thời gian thi công ở hiện trường có thể rút ngắn nhiều so với nhà đổ tại chỗ thông thường.

Chương 6

KẾT CẤU MÁI NHỊP LỚN

6.1. ĐẠI CƯƠNG VỀ KẾT CẤU MÁI NHỊP LỚN VÀ VỎ MỎNG

6.1.1. Mái nhịp lớn

Mái nhịp lớn tạo ra những không gian rộng từ vài chục mét đến hàng trăm mét, không có cột ở bên trong. Nó được dùng cho những công trình như hội trường rất lớn, nhà triển lãm, nhà thi đấu thể thao, sân vận động, nhà bảo quản và sửa chữa máy bay (hãng ga) v.v... Những công trình như vậy, ngoài yêu cầu về điều kiện sử dụng là không gian lớn còn có các đặc điểm sau:

- Thường là công trình đơn chiếc, mỗi công trình có dáng vẻ riêng, ít có cái nào giống nhau.
- Với các công trình văn hóa, thể thao, mỗi công trình là một tác phẩm kiến trúc độc đáo, đóng góp vào phong cảnh kiến trúc trong vùng.

Để xây dựng các mái nhịp lớn thường phải dùng các dạng kết cấu đặc biệt như mái vỏ mỏng, hệ dàn hoặc khung không gian, mái dây treo v.v... Việc thiết kế và thi công các kết cấu như vậy đòi hỏi phải có sự nghiên cứu cẩn thận, chu đáo.

Ở Việt Nam đã thực hiện một số kết cấu mái nhịp lớn như sân vận động Mỹ Đình, Cung thể dục thể thao Quân Ngựa, nhà thi đấu Vung Tàu, Phú Thọ, hội trường Đại học Quốc gia Hà Nội, v.v...

Nhà đợi của hành khách ở sân bay Băng Cốc (Thái Lan) có nhịp 102 mét, là nhà có nhịp thuộc loại lớn nhất ở khu vực Đông Nam Á.

Trên thế giới có nhiều công trình văn hóa thể thao có nhịp trên 150m, tiêu biểu nhất có lẽ là nhà triển lãm ở Paris (Pháp) có nhịp 212 mét.

6.1.2. Hình dạng vỏ mỏng

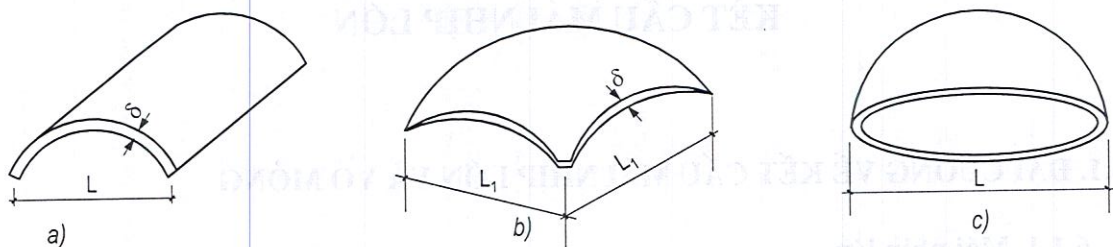
Ở đây có hai khái niệm là vỏ và mỏng.

Vỏ là một mặt cong thí dụ như một phần của vỏ quả bóng, một phần của vỏ trứng, v.v...

Mỏng là chỉ tương quan giữa chiều dày vỏ δ với kích thước trong mặt bằng L hoặc với bán kính cong R .

Vỏ xem là mỏng khi: $\frac{\delta}{L} \leq \frac{1}{200}$ hoặc $\frac{\delta}{R} \leq 20$.

Mặt cong đi qua giữa chiều dày vỏ gọi là mặt vỏ. Mặt vỏ có thể chỉ cong theo một chiều (chiều kia thẳng - hình 6.1a) hoặc cong theo cả các chiều (cong 2 chiều - hình 1.6b, c).

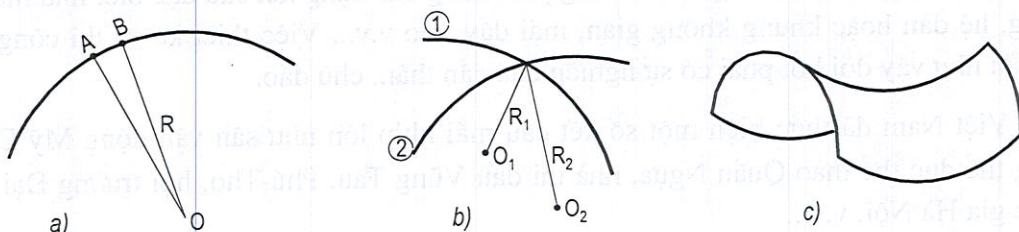


Hình 6.1. Các dạng vỏ mỏng

Kết cấu vỏ mỏng thường được dùng làm mái nhà, vỏ các bể chứa xăng dầu, thành xi-lô chứa vật liệu rời (xi măng, ngũ cốc...) v.v...

6.1.3. Bán kính cong và độ cong

Cắt mặt vỏ bằng một mặt phẳng, giao tuyến là một đường cong (hoặc thẳng). Lấy hai điểm A, B rất gần nhau trên đường cong đó, kẻ các pháp tuyến, chúng gặp nhau tại điểm O. Gọi O là tâm cong, $R = OA = OB$ là bán kính cong, $\frac{1}{R}$ là độ cong. Nếu giao tuyến là đường thẳng thì bán kính cong bằng vô cùng và độ cong bằng không.



Hình 6.2. Bán kính cong và độ cong của mặt vỏ

Cắt mặt vỏ bằng hai mặt phẳng vuông góc với nhau sẽ xác định được độ cong theo hai phương là $\frac{1}{R_1}$ và $\frac{1}{R_2}$. Đặt: $\frac{1}{R_0} = \frac{1}{R_1} \times \frac{1}{R_2}$ và gọi là độ cong Gauss (do nhà toán học Gauss đặt ra).

Với vỏ cong một chiều: $\frac{1}{R_0} = 0$.

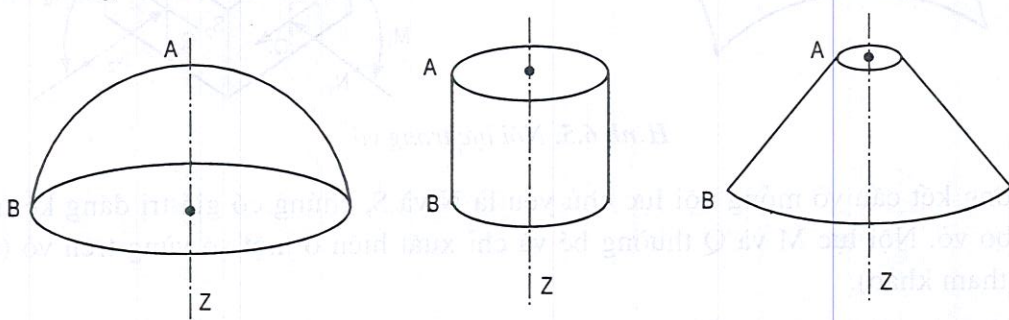
Vỏ cong hai chiều theo cùng một phía $\frac{1}{R_0} > 0$, độ cong Gauss dương, mặt cong được gọi là mặt parabol.

Vỏ cong hai chiều theo hai phía khác nhau (hình 6.2c) có độ cong Gauss âm, $\frac{1}{R_0} < 0$, mặt cong được gọi là mặt hyperbôn hoặc mặt yên ngựa.

6.1.4. Mặt tròn xoay và mặt trượt

Mặt cong của vỏ có nhiều dạng trong đó hai dạng chủ yếu là mặt tròn xoay và mặt trượt.

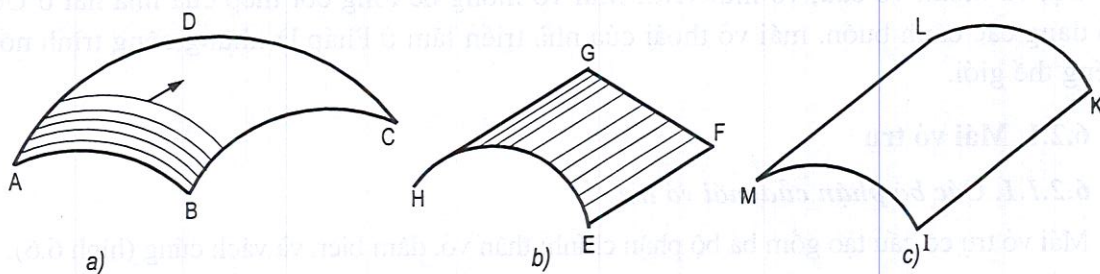
Mặt tròn xoay tạo nên bằng cách dùng một đoạn đường cong AB (hoặc đoạn thẳng) cho xoay quay một trục z. Đường AB gọi là đường sinh, trục z có thể giao hoặc không giao với mút của đường sinh, Khi đường sinh AB là cung tròn, trục z giao với A và vuông góc - có mặt cầu (hình 6.3a). Khi AB là thẳng và song song với trục z - có mặt trụ, AB thẳng và xiên với trục z - có mặt nón.



Hình 6.3. Một số dạng mặt tròn xoay

Mặt cầu và mặt nón dùng cho mái nhà, mặt trụ dùng cho bể chứa và xilô.

Mặt trượt tạo nên bằng cách dùng một đoạn đường cong (hoặc thẳng) cho tì và trượt lên một (hoặc hai) đường khác, cong hoặc thẳng.

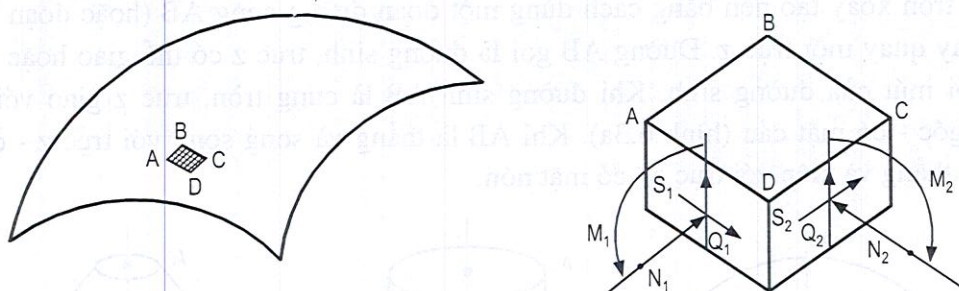


Hình 6.4. Một số dạng mặt trượt

Thí dụ hình 6.4a, tạo mặt cong hai chiều bằng cách dùng đường cong AB trượt lên đường BC, mặt cong hình 6.4b tạo nên bằng cách dùng đoạn thẳng EF trượt lên đường cong HE và đường thẳng GF. Mặt trụ ở hình 6.2c có thể tạo nên bằng đường cong MI trượt trên hai đường thẳng IK và ML hoặc dùng đoạn thẳng IK trượt trên hai đường cong.

6.1.5. Nội lực trong vỏ

Để biết nội lực, đem cắt từ vỏ ra một phân tố có kích thước khá bé ABCD, chiều dày δ . Phân tố có 4 mặt xung quanh, nội lực thể hiện trên bốn mặt đó (hình 6.5). Trên mỗi mặt thường có 4 loại nội lực: Lực dọc N là lực pháp tuyến tác dụng vuông góc với mặt phân tố, thường là lực nén (trong bể chứa và xilô N thường là lực kéo), lực trượt S là lực tiếp tuyến, tác dụng trong mặt của vỏ, lực cắt Q là lực tiếp tuyến, tác dụng vuông góc với mặt vỏ, mômen uốn M. Ngoài ra còn có thể có mômen xoắn (không thể hiện trên hình vẽ).



Hình 6.5. Nội lực trong vỏ

Trong kết cấu vỏ mỏng nội lực chủ yếu là N và S, chúng có giá trị đáng kể trong toàn bộ vỏ. Nội lực M và Q thường bé và chỉ xuất hiện ở một số vùng trên vỏ (xem phần tham khảo).

Tính toán nội lực trong vỏ là hai bài toán khá phức tạp. Hiện nay, để tính toán thường dùng chương trình máy tính được lập theo phương pháp phần tử hữu hạn.

6.2. MÁI VỎ MỎNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

Có thể dùng bê tông cốt thép để làm các mái vỏ mỏng có các dạng khác nhau như vỏ trụ, vỏ thoải, vỏ cầu, vỏ múi v.v... Mái vỏ mỏng bê tông cốt thép của nhà hát ở Úc có dạng các cánh buồn, mái vỏ thoải của nhà triển lãm ở Pháp là những công trình nổi tiếng thế giới.

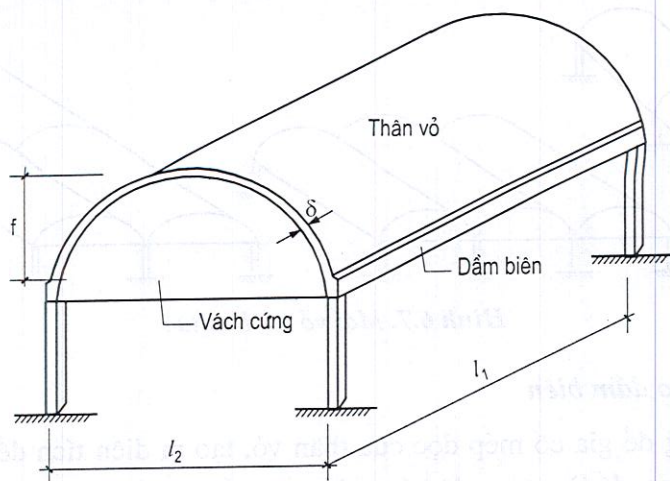
6.2.1. Mái vỏ trụ

6.2.1.1. Các bộ phận của mái vỏ trụ

Mái vỏ trụ có cấu tạo gồm ba bộ phận chính: thân vỏ, dầm biên và vách cứng (hình 6.6).

Thân vỏ có dạng một phần của mặt trụ, cong theo một phương. Phương theo chiều cong gọi là phương ngang, theo chiều thẳng là phương dọc. Dầm biên đặt ở mép vỏ theo phương dọc nhằm gia cố cho biên của vỏ. Vách cứng đặt theo phương ngang, làm gối tựa cho thân vỏ.

Trong trường hợp thông thường, toàn bộ mái vỏ trụ được tựa lên các cột đặt ở chỗ giao nhau giữa vách cứng và dầm biên. Trong một số trường hợp đặc biệt cũng có thể tăng số lượng cột hoặc đặt mái vỏ trụ lên tường.



Hình 6.6. Các bộ phận của mái vòm trụ

Mái có hai kích thước cơ bản trên mặt bằng: $l_1 \times l_2$.

l_1 - khoảng cách giữa các vách cứng theo phương dọc, là nhịp của vòm;

l_2 - khoảng cách giữa các dầm biên theo phương ngang, là bước sóng.

Tùy theo tương quan giữa l_1 và l_2 mà chia ra:

- Vòm trụ ngắn khi: $\frac{l_1}{l_2} \leq 1$. Lúc này l_1 có thể chọn trong khoảng 6÷30m, l_2 trong khoảng 15÷90m.

- Vòm trụ trung bình khi: $1 < \frac{l_1}{l_2} \leq 4$, lúc này chọn: $l_1 = 15 \div 60\text{m}$; $l_2 = 15 \div 60\text{m}$.

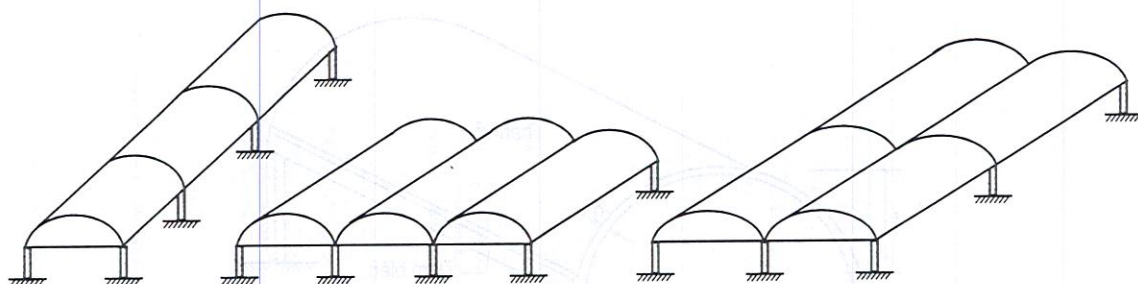
- Vòm trụ dài khi: $\frac{l_1}{l_2} > 4$, lúc này chọn: $l_1 = 40 \div 120\text{m}$; $l_2 = 10 \div 30\text{m}$.

Chiều cao thân vòm f , tính từ đỉnh đến chân (ở mặt trên dầm biên) lấy không nhỏ hơn $\frac{1}{6}l_2$, đồng thời cũng không nhỏ hơn $\frac{1}{15}l_1$.

Chiều dày thân vòm δ chọn trong khoảng $\left(\frac{1}{200} \div \frac{1}{300} \right) l_2$. Với vòm đổ bê tông toàn khối $\delta \geq 60\text{mm}$.

6.2.1.2. Các loại mái vòm trụ

Mái có thể được làm thành đơn chiếc, một sóng một nhịp như hình 6.6. Cũng thường làm mái liên tục một sóng nhiều nhịp, một nhịp nhiều sóng hoặc nhiều nhịp nhiều sóng (hình 6.7).

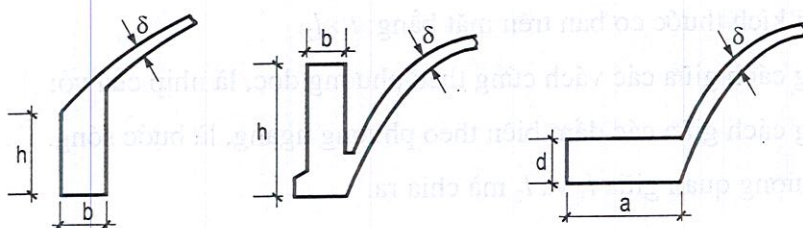


Hình 6.7. Mái vòm trụ liên tục

6.2.1.3. Cấu tạo dầm biên

Dầm biên dùng để gia cố mép dọc của thân vòm, tạo ra diện tích để đặt cốt thép chịu lực theo phương dọc, để làm tăng độ cứng cho mặt cắt ngang của vòm.

Mặt cắt ngang của dầm biên có thể có các dạng như trên hình 6.8.



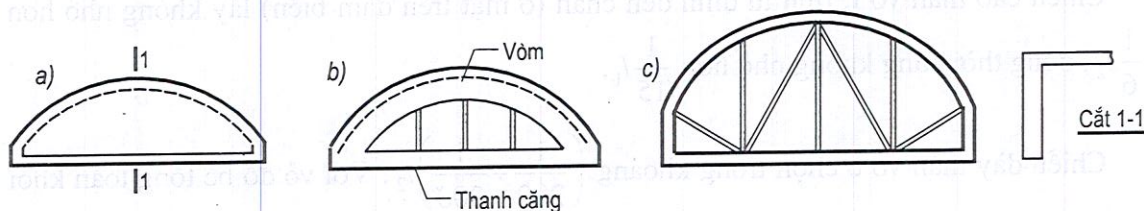
Hình 6.8. Một số tiết diện của dầm biên

Kích thước: $h = (0,3 \div 0,4)f$; $b = (3 \div 4)\delta$

$a = (0,3 \div 0,5)f$; $d = (0,2 \div 0,3)a$

6.2.1.4. Cấu tạo vách cứng

Vách cứng ngang (điaphragm) là gối tựa của thân vòm, có thể được tạo nên bằng dầm đặc (hình 6.9a), bằng vòm có thanh căng (hình 6.9b) hoặc bằng dàn (hình 6.9c).

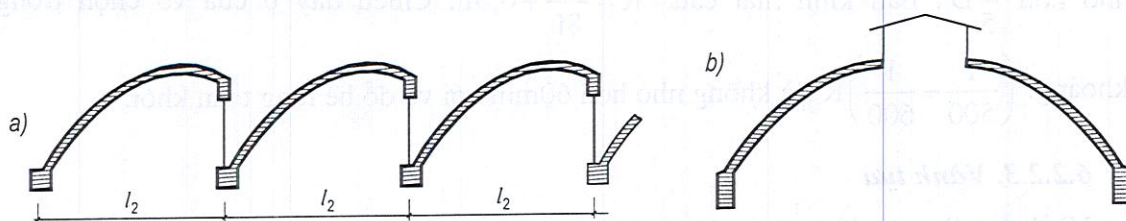


Hình 6.9. Các dạng vách cứng ngang

6.2.1.5. Cửa trời

Để lấy ánh sáng và thông gió tự nhiên, ở mái vòm trụ có thể cấu tạo cửa trời ở mặt bên hoặc ở trên đỉnh.

Cửa trời ở mặt bên (hình 6.10a) thường dùng cho một số mái liên tục, nhiều sóng. Cửa trời trên đỉnh dùng khi bước sóng l_2 khá lớn.

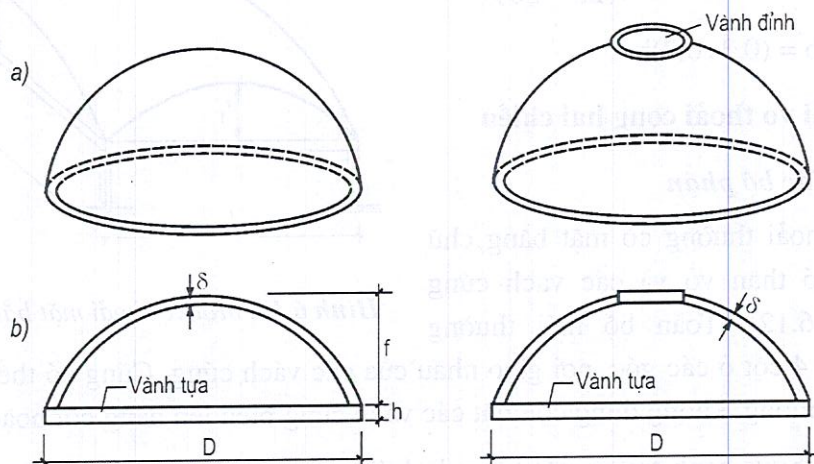


Hình 6.10. Cửa trời ở mái vỏ trụ

6.2.2. Mái vỏ cupôn

6.2.2.1. Các bộ phận

Cupôn là từ phiên âm tiếng nước ngoài. Mái cupôn dùng cho công trình mặt bằng tròn. Đường kính D có thể thay đổi trong một khoảng rất rộng, từ vài chục mét đến trên 100m.



Hình 6.11. Mái vỏ cupôn:

a) Nhìn bên ngoài; b) Mặt cắt

Mái gồm có thân vỏ và dầm vòng. Thường có một dầm ở chân vỏ gọi là vành tựa. Khi có làm cửa trời ở đỉnh mái thì còn làm thêm một dầm vòng nữa ở đỉnh, gọi là vành đỉnh (hình 6.11).

Toàn bộ mái được đặt lên các cột hoặc tường theo chu vi.

Mái cupôn được dùng tương đối rộng rãi, so với các loại mái vỏ mỏng khác thì nó dùng vật liệu bê tông khá hợp lý, hiệu quả vì toàn bộ hoặc phần lớn thân vỏ làm việc chịu nén (xem phần tham khảo F3).

6.2.2.2. Thân vỏ

Mặt vỏ là một mặt tròn xoay. Khi đường sinh vuông góc với trục và là một cung tròn thì có mái vỏ cầu, có bán kính cong R không đổi trong toàn vỏ.

Độ vồng của vỏ tính từ đỉnh mặt vỏ đến chân (ở mặt trên của vành tựa) là f , lấy không nhỏ hơn $\frac{1}{5}D$. Bán kính mặt cầu: $R = \frac{D^2}{8f} + 0,5f$. Chiều dày δ của vỏ chọn trong khoảng: $\left(\frac{1}{500} \div \frac{1}{600}\right)R$ và không nhỏ hơn 60mm với vỏ đổ bê tông toàn khối.

6.2.2.3. Vành tựa

Vành tựa là một dầm vòng đặt ở chân vỏ, nó tiếp nhận tải trọng, nội lực từ thân vỏ truyền vào và truyền xuống cho gối tựa là tường hoặc cột. Trong trường hợp chung vành tựa làm việc chịu uốn theo phương đứng và chịu kéo theo phương vòng (xem phần tham khảo mục F4...). Với D lớn thì lực kéo này là đáng kể vì vậy vành tựa thường được làm bằng bê tông cốt thép ứng lực trước.

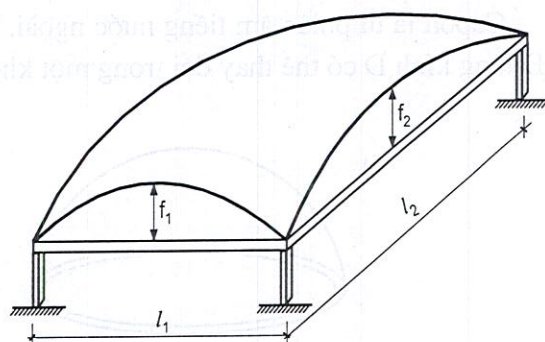
Chiều cao vành tựa: $h = \left(\frac{1}{25} \div \frac{1}{30}\right)D$.

Bề rộng: $b = (0,3 \div 0,2)h$.

6.2.3. Mái vỏ thoải cong hai chiều

6.2.3.1. Các bộ phận

Mái vỏ thoải thường có mặt bằng chữ nhật gồm có thân vỏ và các vách cứng biên (hình 6.12). Toàn bộ mái thường được đặt lên 4 cột ở các góc, nơi giao nhau của các vách cứng. Cũng có thể đặt các góc trực tiếp lên móng, không dùng cột, đặt các vách cứng biên lên hàng cột hoặc tường.



Hình 6.12. Mái vỏ thoải mặt bằng chữ nhật

Gọi kích thước cạnh trong mặt bằng l_1, l_2 là nhịp của vỏ theo hai phương. Các kích thước này có thể thay đổi trong một khoảng rất lớn, từ 12 mét đến trên 100m. Tỷ lệ giữa cạnh dài và cạnh ngắn trong khoảng $1 \div 1,5$.

6.2.3.2. Thân vỏ

Mặt vỏ có thể là mặt trượt hoặc một phần của mặt tròn xoay. Độ vồng của vỏ theo hai phương là: f_1, f_2 .

Chiều cao của thân vỏ: $f = f_1 + f_2$. Gọi là vỏ thoải khi: $f \leq \frac{1}{5}$ nhịp lớn.

Lấy trục z đi qua đỉnh vỏ và vuông góc với mặt vỏ. Cắt vỏ bằng mặt phẳng đứng chứa trục z , giao tuyến là một đường parabol. Cắt vỏ bằng mặt phẳng ngang vuông góc với trục z có giao tuyến là đường elip hoặc các đoạn cong thuộc đường elip. Vì vậy mặt vỏ còn được gọi là mặt paraboloid - elliptic.

Chiều dày thân vỏ ở phần đỉnh là δ lấy trong khoảng $\left(\frac{1}{400} \div \frac{1}{500}\right)$ nhịp ngắn, đồng thời $\delta \geq 60\text{mm}$ với vỏ đổ bê tông toàn khối. Chiều dày vỏ thường được làm thay đổi, bé nhất ở đỉnh vỏ, tăng dần lên về phía các góc. Tại các góc chiều dày có thể bằng 2÷3 lần ở đỉnh.

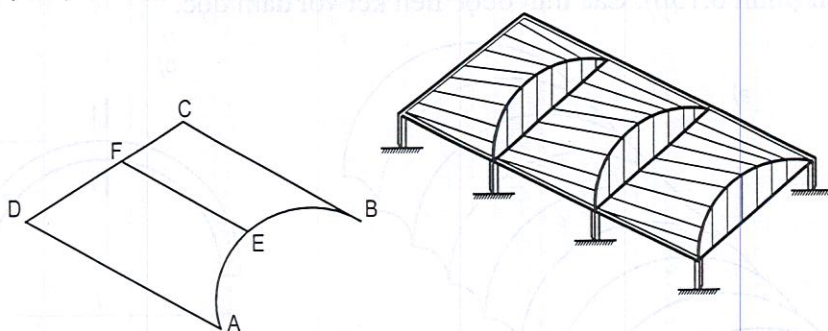
Tương tự như mái vỏ trụ, mái vỏ thoải mặt bằng chữ nhật có thể làm thành đơn chiếc, làm thành mái liên tục nhiều nhịp theo cả hai phương.

6.2.3.3. Vách cứng biên

Là gối tựa của thân vỏ theo cả hai phương. Mỗi vách cứng (điaphrag) có thể được cấu tạo bằng đầm đặc, vòm có hoặc không có thanh căng, dàn như trong vách cứng của vỏ trụ (hình 6.9).

6.2.4. Mái vỏ cônôit

Cônôit cũng là một tên phiên âm, mái vỏ cônôit có mặt bằng chữ nhật là một dạng biến thể giữa vỏ trụ và vỏ thoải. Mặt cônôit là một mặt trượt tạo bởi đường sinh EF trượt lên hai đường chuẩn, một đường cong AB và một đường thẳng CD (hình 6.13). Đường cong AB được đặt trong mặt phẳng thẳng đứng.



Hình 6.13. Mái vỏ cônôit

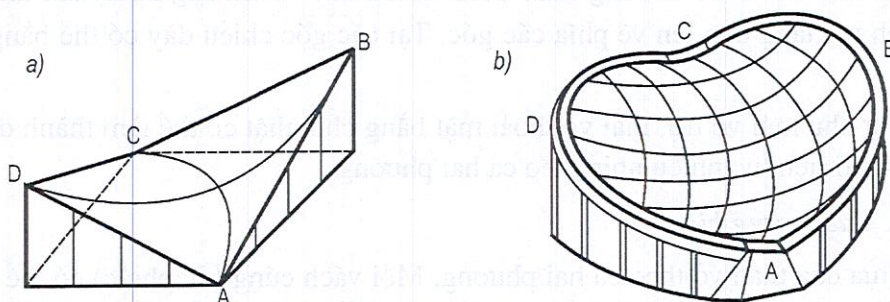
Mái vỏ cônôit liên tục có thể dễ dàng làm các cửa trời, nó thường được dùng cho một số mái chợ.

6.2.5. Mái vỏ hyper

Đó là vỏ cong theo hai chiều ngược nhau, một chiều là lồi, cong xuống, chiều kia lõm, cong lên. Trong hai độ cong $\frac{1}{R_1}$ và $\frac{1}{R_2}$ có một là dương và một là âm, vì thế độ cong Gauss $\frac{1}{R_0} = \frac{1}{R_1} \times \frac{1}{R_2}$ là âm (hình 6.14). Mặt vỏ còn được gọi là mặt yên ngựa.

Gọi là vỏ hyper vì khi cắt mặt vỏ bằng mặt phẳng đứng có giao tuyến là đường parabol còn cắt bằng mặt phẳng ngang giao tuyến là đường hyperbôn. Tên gọi đầy đủ theo dạng hình học là vỏ parabolôit - hyperbôn.

Mái hyper có mặt bằng chữ nhật với các biên thẳng ABCD như trên hình 6.14a. Cũng thường gặp mái có mặt bằng hình elip mà đường biên ABC và ADC là các vòm cong đặt nghiêng với hai móng chủ đặt ở A và C (hình 6.14b).

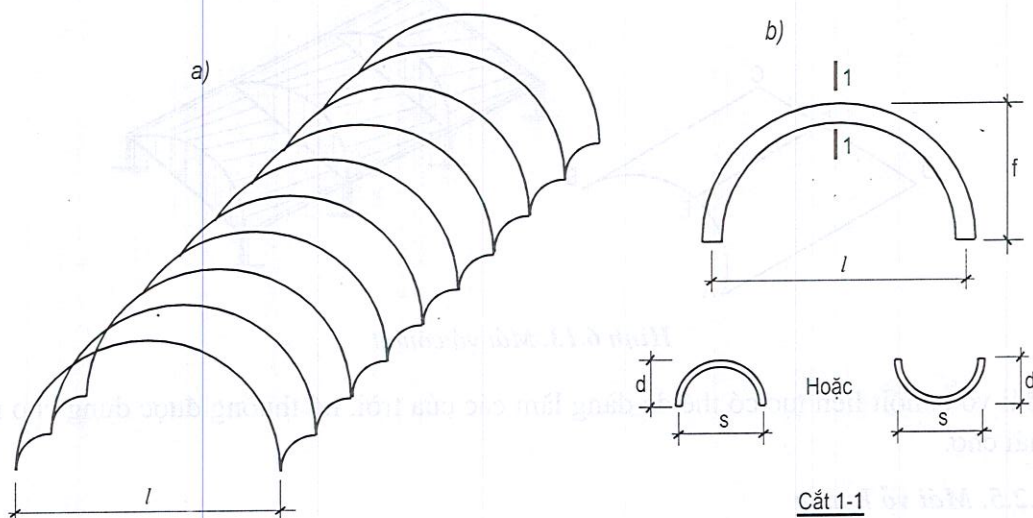


Hình 6.14. Mái vỏ hyper

Thân vòm còn được chống đỡ bằng các cột đứng, đặt theo chu vi.

6.2.6.6. Mái vỏ múi

Mái vỏ múi có mặt bằng hình chữ nhật gồm các múi đặt song song với nhau (hình 6.15a). Mỗi múi là một vỏ cong hai chiều, tiết diện ngang của múi có thể cong xuống hoặc cong lên (hình 6.15b). Các múi được liên kết với dầm dọc.

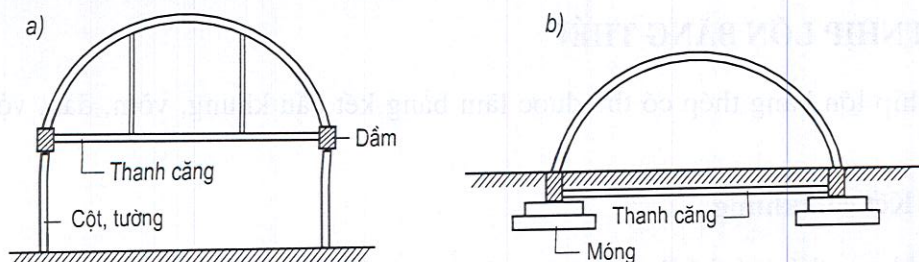


Hình 6.15. Vỏ múi mặt bằng chữ nhật

Ở chân, dầm dọc này có thể đặt lên hàng cột, tường hoặc trực tiếp lên móng (hình 6.16).

Mỗi múi vỏ làm việc như một vòm, ở chân vòm có thể phát sinh phản lực gối tựa theo phương ngang. Để chịu phản lực ngang này thường cần đặt các thanh căng.

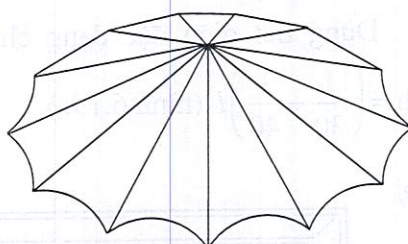
Chiều dài mái không hạn chế. Nhịp của vỏ l cũng là nhịp của mỗi múi thường trong khoảng 20÷60m. Độ vồng của múi: $f \geq \frac{1}{6}l$.



Hình 6.16. Gối tựa của vỏ mái

Mặt cắt ngang mỗi múi có bề rộng s trong khoảng 1,5÷3 mét, chiều cao tiết diện $d = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{60} \right) l$.

Mái vỏ múi có chân tựa lên móng (hình 6.16b) thường được dùng cho nhà kho.

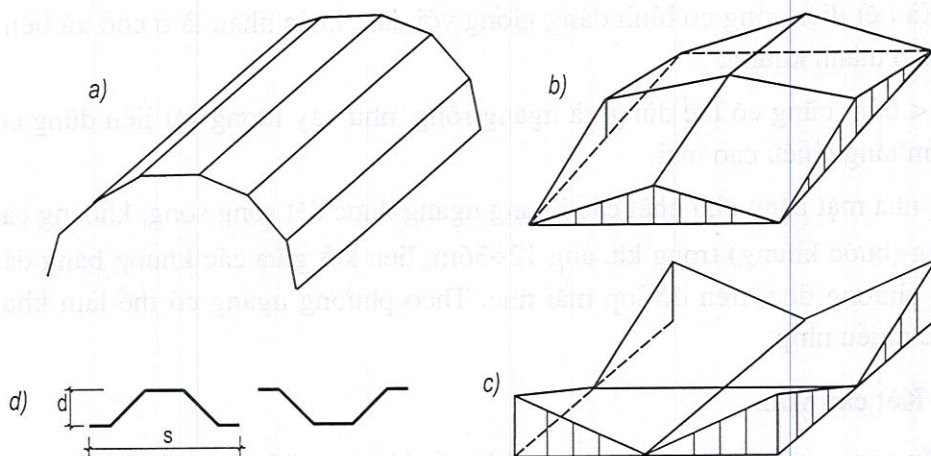


Mái vỏ múi có mặt bằng tròn hoặc đa giác thể hiện trên hình 6.17. Phía trên các múi chụm lại ở đỉnh mái. Chân các múi tựa lên một dầm vòng (vành tựa), dầm này đặt lên các cột hoặc tường theo chu vi.

Hình 6.17. Vỏ mái mặt bằng tròn

6.2.7. Biến thể của mái vỏ mỏng

Một ưu điểm của mái vỏ mỏng về phương diện chịu lực và mỹ quan là ở dạng cong của nó. Tuy vậy dạng cong này làm cho việc thi công phức tạp hơn. Để đơn giản cho thi công người ta có thể thay thế từng phần mặt cong bằng mặt phẳng. Với vỏ trụ, thay mặt cong thân vỏ bằng mặt gấp khúc (hình 6.18a), vỏ cong hai chiều thay bằng các tấm phẳng (hình 6.18b,c). Với vỏ múi thay tiết diện cong của múi bằng tiết diện gấp khúc (hình 6.18d).



Hình 6.18. Biến thể của mái vỏ mỏng

6.3. MÁI NHỊP LỚN BẰNG THÉP

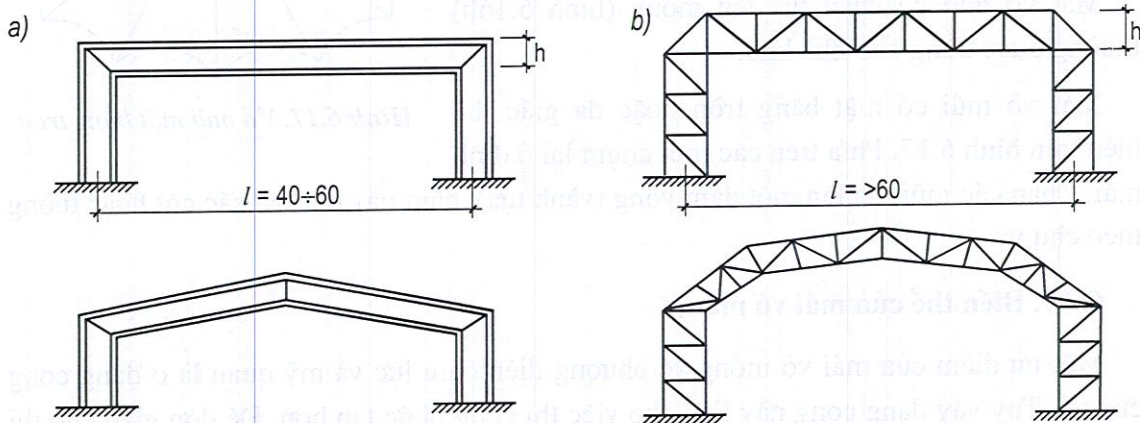
Mái nhịp lớn bằng thép có thể được làm bằng kết cấu khung, vòm, dàn, vỏ trụ, vỏ cupôn...

6.3.1. Kết cấu khung

Dùng khung thép có thể làm các nhà có nhịp 40÷150 mét. Với cột và xà ngang có tiết diện đặc hoặc rỗng.

Dùng tiết diện đặc dạng chữ I, II với nhịp $l = 40\div 60\text{m}$, chiều cao tiết diện xà:

$$h = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{40} \right) l \text{ (hình 6.19a).}$$



Hình 6.19. Kết cấu khung thép

Dùng tiết diện rỗng khi nhịp $l > 60\text{m}$, chiều cao tiết diện xà: $h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l$ (hình 6.19b). Xà tiết diện rỗng có hình dáng giống với dàn, khác nhau là ở chỗ xà liên kết với cột thép tạo thành khung.

Với $l < 60\text{m}$ cũng có thể dùng xà ngang rỗng, như vậy lượng vật liệu dùng có ít hơn nhưng làm tăng chiều cao mái.

Trong nhà mặt bằng chữ nhật các khung ngang được đặt song song, khoảng cách giữa các khung (bước khung) trong khoảng 12÷36m, liên kết giữa các khung bằng dầm hoặc dàn theo phương dọc, trên đó lợp mái nhẹ. Theo phương ngang có thể làm khung một nhịp hoặc nhiều nhịp.

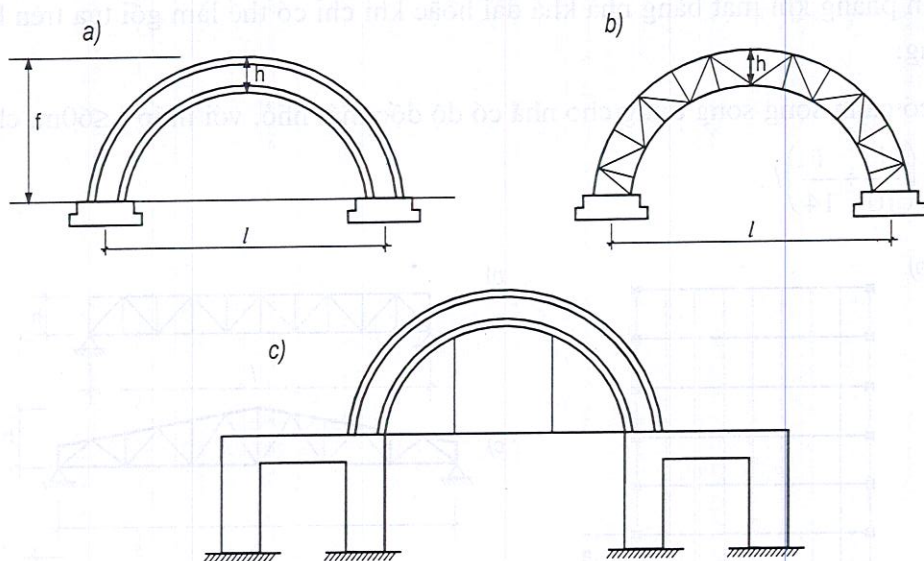
6.3.2. Kết cấu vòm

Kết cấu vòm có phạm vi sử dụng như kết cấu khung, khác nhau ở chỗ thân vòm theo dạng đường cong. Có thể làm thân vòm dạng hai khớp, ba khớp hoặc không khớp.

Vòm hai khớp có liên kết chân vòm là khớp gối tựa kép (liên kết khớp), kết cấu siêu tĩnh bậc một.

Vòm ba khớp, ngoài hai khớp ở chân còn thêm một liên kết khớp ở đỉnh, là kết cấu tĩnh định.

Vòm không khớp có liên kết ngàm với móng, hệ siêu tĩnh bậc 3. Vòm không khớp chịu lực khỏe hơn hai loại trên, dùng ít vật liệu hơn nhưng cần làm móng to hơn.



Hình 6.20. Kết cấu mái vòm thép

Vòm hai khớp và ba khớp có thể đặt trực tiếp lên móng hoặc đặt lên khung bê tông cốt thép. Ở gối tựa có phản lực ngang. Để chịu phản lực này thường phải làm thanh căng nối hai chân vòm. Khi đặt chân vòm trực tiếp lên móng thì thanh căng này được chôn trong đất nền.

Mũi tên vòm f thường chọn trong khoảng $\left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{5}\right)l$

Chiều cao tiết diện vòm h :

- Với vòm thân đặc: $h = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{80}\right)l$

- Với vòm thân rỗng: $h = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{50}\right)l$

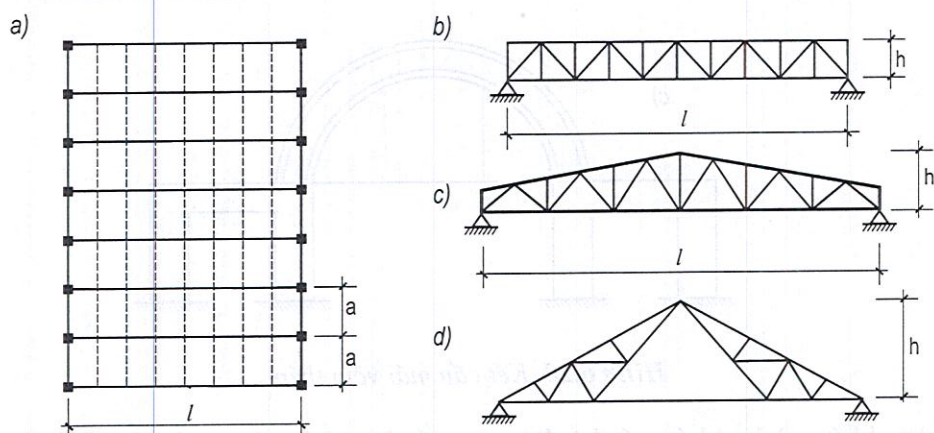
Tiết diện đặc thường làm hai cánh song song, h là hằng số. Tiết diện rỗng có thể làm với h thay đổi. Với vòm hai khớp và không khớp lấy h lớn nhất ở đỉnh vòm và giảm dần ở chân vòm.

6.3.3. Kết cấu dàn

Kết cấu dàn được đặt lên các gối tựa là tường, cột bê tông cốt thép hoặc cột thép. Mặt bằng công trình thường có dạng chữ nhật. Tùy theo hình dạng mặt bằng và khả năng bố trí gối tựa trên các cạnh mà có thể dùng dàn phẳng hoặc dàn không gian.

Dàn phẳng được đặt theo một phương, gồm các dàn đặt song song (hình 6.21a) theo phương ngang. Dùng hệ xà gồ để liên kết các dàn theo phương dọc, trên đó lợp mái. Dùng dàn phẳng khi mặt bằng nhà khá dài hoặc khi chỉ có thể làm gối tựa trên hai cạnh song song.

Dàn có cánh song song dùng cho nhà có độ dốc mái nhỏ, với nhịp $l \leq 60\text{m}$, chiều cao dàn: $h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{14} \right) l$.



Hình 6.21. Sơ đồ dàn phẳng

Dàn hình thang dùng cho nhà có mái dốc không lớn lắm, có thể làm nhịp đến 90m, chiều cao: $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l$.

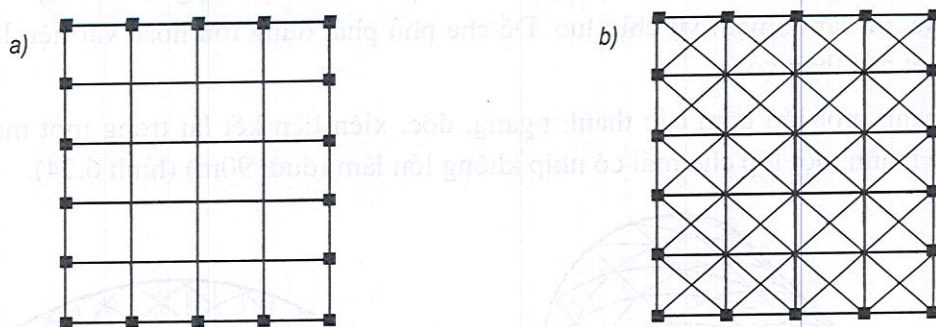
Dàn có cánh trên dạng đa giác hoặc hình cung có thể làm với nhịp đến 100m.

Dàn tam giác (hình 6.21d) dùng cho mái có độ dốc lớn, nó có thể được cấu tạo từ hai dàn nối với nhau ở đỉnh và thanh căng bên dưới, mỗi dàn là một dàn tam giác hoặc dàn cánh song song. Chiều cao: $h = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{9} \right) l$.

Với những dàn nhịp khá lớn thanh cánh dưới có thể làm theo đường cong và dùng thêm dây cáp ứng lực trước.

Tiết diện thanh dàn có thể được ghép bằng các thép góc, thép chữ I, chữ U hoặc dùng thép ống.

Dàn không gian là hệ gồm các dàn phẳng đặt theo các phương. Dàn không gian chịu lực tốt hơn dàn phẳng, nó được dùng khi mặt bằng gần vuông, chênh lệch giữa hai cạnh không quá 2 và có thể bố trí gối tựa trên cả 4 cạnh (hình 6.22).



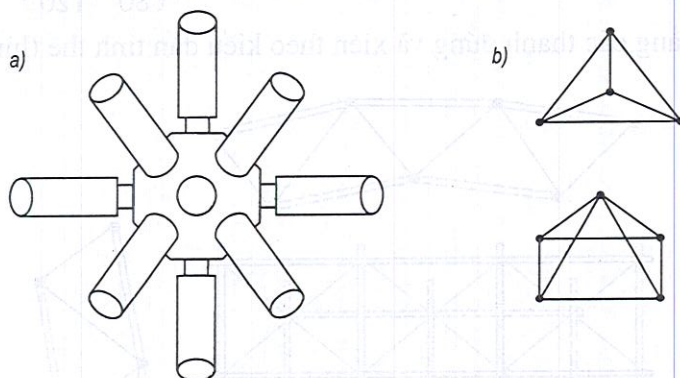
Hình 6.22. Sơ đồ mặt bằng dàn mái không gian.

Dàn không gian dạng đơn giản gồm hai hệ dàn đặt trực giao, mỗi hệ gồm các dàn song song theo phương ngang và theo phương dọc.

Dàn không gian phức hợp gồm ba hoặc bốn hệ dàn đặt song song theo các phương ngang, phương xiên và phương dọc (hình 6.22b).

Các thanh dàn không gian có thể ghép bằng thép góc hoặc thép ống, mỗi nút dàn có thể liên kết từ 4 đến 9 thanh, hình 6.23a giới thiệu một nút như vậy.

Trong dàn không gian phức hợp các thanh thường liên kết theo dạng tam giác trong không gian, cứ 6 hoặc 8 thanh tạo thành một khối 4 mặt hoặc 5 mặt như hình 6.23b, người ta gọi đó là một tinh thể của dàn và hệ dàn được gọi là dàn tinh thể.



Hình 6.23. Sơ đồ nút dàn và tinh thể dàn

6.3.4. Đại cương về mái vỏ không gian bằng thép

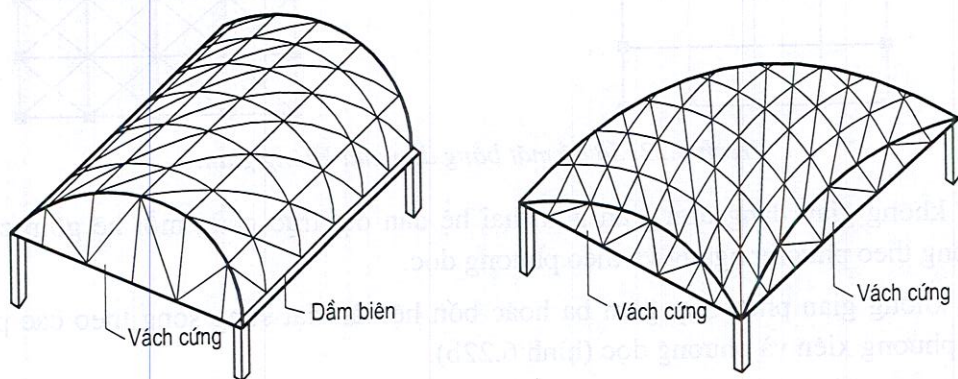
Mái vỏ không gian bằng kết cấu thép là kết cấu theo mặt cong một chiều hoặc hai chiều, có các dạng như vỏ trụ, vỏ thoải, vỏ hippar, vỏ cupôn...

Về hình dáng chung và nguyên tắc chịu lực của mái vỏ bê tông cốt thép và mái vỏ thép là tương đối giống nhau. Điểm khác nhau cơ bản như sau:

- Với vỏ bê tông, thân vỏ có chiều dày δ là liên tục, nó vừa làm nhiệm vụ chịu lực vừa làm nhiệm vụ che phủ.

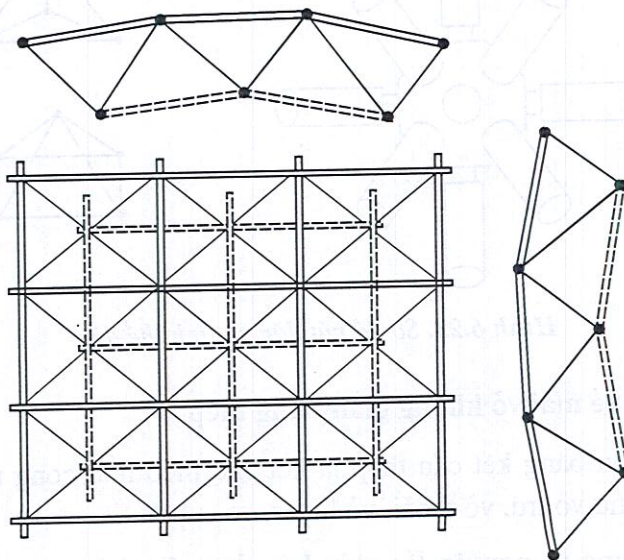
- Với vỏ thép, kết cấu thân vỏ là hệ thanh đặt theo các phương, thanh một lớp hoặc hai lớp và chỉ làm nhiệm vụ chịu lực. Để che phủ phải dùng tôn hoặc vật liệu lớp khác đặt lên kết cấu thân vỏ.

Hệ thanh một lớp gồm các thanh ngang, dọc, xiên liên kết lại trong một mặt cong. Dùng hệ thanh một lớp cho mái có nhịp không lớn lắm (dưới 90m) (hình 6.24).



Hình 6.24. Vỏ trụ và vỏ thoải một lớp

Với mái có nhịp khá lớn cần dùng hệ thanh hai lớp, lớp trên và lớp dưới đều theo dạng mặt cong. Khoảng cách giữa hai lớp bằng khoảng $\left(\frac{1}{80} \div \frac{1}{120}\right)$ của nhịp. Liên kết hai lớp với nhau bằng các thanh đứng và xiên theo kiểu dàn tĩnh thể (hình 6.25).



Hình 6.25. Một phần của vỏ hai lớp

Vỏ hai lớp gồm các cấu kiện là một loại dàn nhẹ với thanh cánh trên, thanh cánh dưới và hệ thanh bụng.

Các thanh có thể là thép hình hoặc thép ống.

6.3.5. Mái vỏ trụ và vỏ thoải

Vỏ trụ cong một chiều, vỏ thoải cong hai chiều. Vỏ trụ được cấu tạo bởi thân vỏ, dầm biên, vách cứng ngang. Vỏ thoải gồm thân vỏ và vách cứng theo hai phương, Hình 6.24 thể hiện sơ đồ vỏ trụ và vỏ thoải một lớp. Hình 6.25 trình bày sơ đồ một phần nhỏ của vỏ hai lớp, thể hiện bởi hình chiếu bằng và các mặt bên, trong đó các thanh ở lớp trên được vẽ bằng hai nét liền, các thanh ở lớp dưới vẽ bằng hai nét đứt, các thanh xiên - một nét liền.

6.3.6. Mái vỏ cupôn và vỏ nón

Vỏ cupôn và vỏ nón đều là các mặt tròn xoay. Thân vỏ cupôn cong theo hai chiều còn vỏ nón chỉ cong theo một chiều. Mỗi thân vỏ được liên kết với vành đỉnh ở bên trên và gối lên vành tựa ở bên dưới.

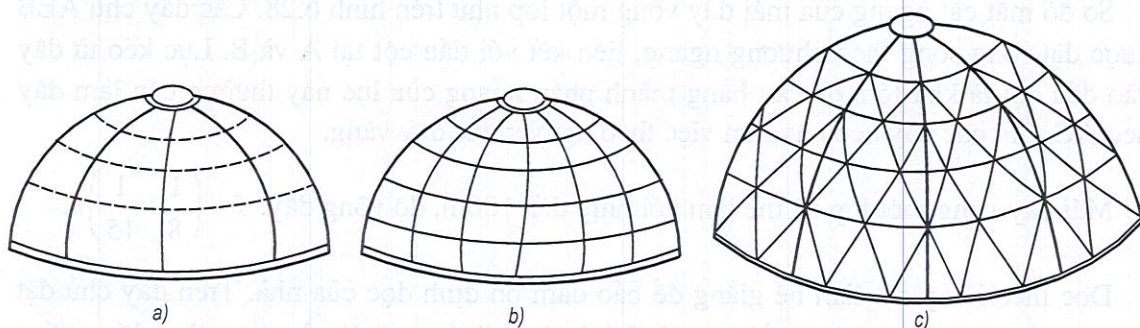
Cắt mặt vỏ bằng một mặt phẳng đứng chứa trục xoay có các giao tuyến theo phương kinh tuyến. Cắt bằng mặt phẳng ngang vuông góc với trục có giao tuyến là các đường tròn, theo phương vĩ tuyến.

Mái cupôn có ba loại: cupôn sườn, cupôn sườn vòng và cupôn lưới. Mái vỏ nón thường có hai loại là sườn vòng và lưới. Mỗi mái có thể là hệ thanh một lớp hoặc hai lớp.

Cupôn sườn gồm các sườn cong đặt theo phương kinh tuyến, hai đầu liên kết với các vành. Theo phương vĩ tuyến đặt các xà gỗ để lợp mái (hình 6.26a).

Mái sườn vòng có kết cấu chịu lực đặt theo cả phương kinh tuyến và vĩ tuyến (hình 5.26b).

Mái hệ lưới, ngoài kết cấu theo phương kinh tuyến, vĩ tuyến còn có thêm các thanh xiên (hình 6.26c).



Hình 6.26. Sơ đồ của mái cupôn: a) Sườn; b) Sườn vòng; c) Lưới

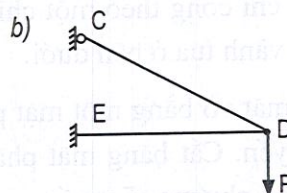
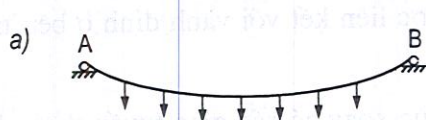
6.4. MÁI DÂY TREO

6.4.1. Đại cương về mái dây treo

Kết cấu chịu lực của mái là hệ dây. Dây là cấu kiện có tiết diện khá bé so với chiều dài, thường làm bằng thép, nó có khả năng chịu kéo tốt còn các khả năng chịu nén, chịu uốn, chịu cắt là rất bé, hầu như bằng không. Trong tính toán chỉ kể đến khả năng chịu kéo. Dây chịu lực cần được neo vào kết cấu đỡ vững chắc.

Về hình thức chịu lực dây chia làm hai loại: dây võng và dây văng. Dây võng được neo vào hai gối A, B chịu các tải trọng treo lên nhiều điểm theo chiều dài dây (hình 6.27a), dây có dạng võng xuống. Dây văng CD (hình 6.27b) được neo một đầu ở C, đầu D liên kết với cấu kiện DE có khả năng chịu nén và uốn. Dây chịu tải trọng tập trung P đặt ở đầu mút, được xem là dây thẳng.

Mái dây có mặt bằng hình chữ nhật, tròn hoặc có dạng bất kỳ. Với dây võng có thể làm một lớp hoặc hai lớp, với dây văng, có thể làm một hoặc nhiều lớp.



Hình 6.27. Sơ đồ dây võng (AB) và dây văng (CD)

Mái dây võng một lớp có cấu tạo đơn giản, thi công nhanh nhưng độ ổn định kém, dễ bị rung, lắc, mất ổn định khi có gió bão. Chỉ nên dùng mái loại này với cấu tạo mặt mái đủ nặng để chống được gió bốc hoặc chỉ dùng cho các công trình tạm (hình 6.28).

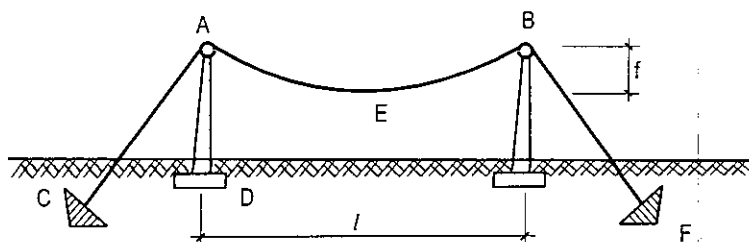
Mái dây võng hai lớp trong đó dây võng xuống là dây chủ, chịu lực chính, dây cong lên là dây căng để tăng ổn định cho mái. Liên kết giữa hai dây này bằng các dây néo (khi dây chủ ở phía trên) hoặc bằng các thanh chống (khi dây chủ ở phía dưới) (hình 6.29).

6.4.2. Mái dây mặt bằng chữ nhật

Sơ đồ mặt cắt ngang của mái dây võng một lớp như trên hình 6.28. Các dây chủ AEB được đặt song song theo phương ngang, liên kết với đầu cột tại A và B. Lực kéo từ dây vào đầu cột là khá lớn, để cân bằng thành phần ngang của lực này thường cần làm dây neo AC, BF, các dây neo này làm việc theo nguyên tắc dây văng.

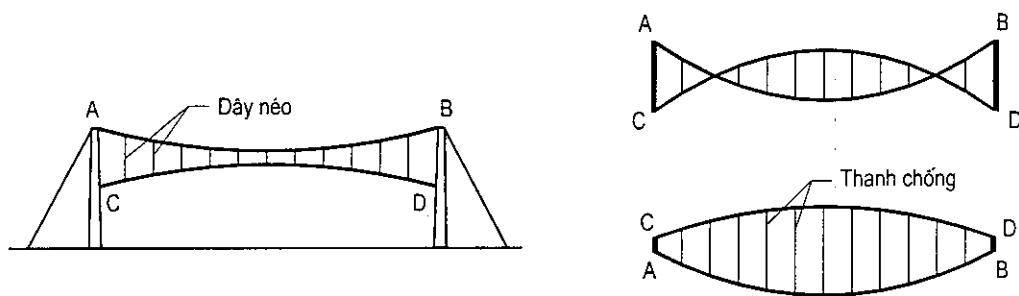
Mái dây võng một lớp có thể làm với nhịp đến 100m, độ võng dây: $f = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) l$.

Dọc theo hàng cột làm hệ giằng để bảo đảm ổn định dọc của nhà. Trên dây chủ đặt các xà gồ theo phương dọc để lợp mái. Để thoát nước mưa mái cần được làm dốc xuống theo phương dọc, ở giữa mái điểm E được làm cao hơn ở hai đầu.



Hình 6.28. Sơ đồ mái dây một lớp

Sơ đồ mặt cắt ngang của mái dây vồng hai lớp như trên hình 6.29. Dây chủ AB võng xuống, dây căng CD cong lên và có thể đặt bên dưới hoặc bên trên dây chủ. Khi thi công phải gây ứng lực trước cho dây căng bằng cách tạo lực kéo trong dây néo hoặc lực nén trong thanh chống. Với hệ dây hai lớp mái có thể được lợp lên các xà gỗ đặt trên dây căng, tải trọng mái sẽ theo các dây néo hoặc thanh chống truyền vào cho dây chủ.



Hình 6.29. Sơ đồ mái dây hai lớp mặt bằng chữ nhật

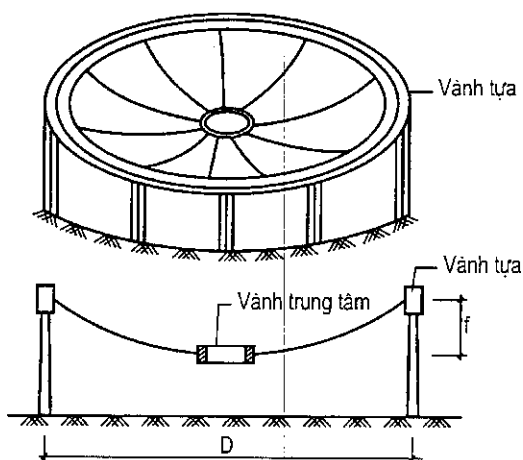
6.4.3. Mái dây mặt bằng tròn

Mái dây một lớp gồm các dây chủ đặt theo phương đường kính, ở giữa liên kết với vành trung tâm, ở biên liên kết với vành tựa (hình 6.30). Đường kính D có thể đạt đến

100m. Độ võng $f = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{18} \right) D$.

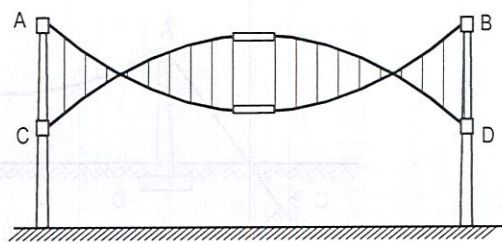
Vành tựa thường làm bằng bê tông cốt thép có khả năng chịu nén tốt. Lực kéo đầu dây tác dụng vào vành tựa, không cần các dây neo xiên. Vành tựa được đặt lên các cột hoặc tường theo chu vi.

Vành trung tâm chịu những lực kéo từ các dây truyền vào từ phía ngoài và làm việc chủ yếu là chịu kéo theo phương vòng, nó được làm bằng thép.



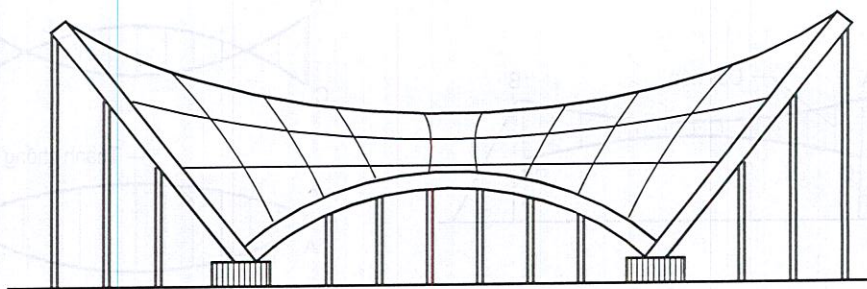
Hình 6.30. Sơ đồ mái dây mặt bằng tròn

Mái dây hai lớp có sơ đồ mặt cắt như hình 6.31. Mái được lợp lên lớp dây căng CD làm cho việc thoát nước được dễ dàng. Tải trọng từ mái truyền theo các thanh chống đứng hoặc dây neo đứng, tác dụng vào dây chủ AB.



Hình 6.31. Sơ đồ mặt cắt ngang mái dây hai lớp mặt bằng tròn

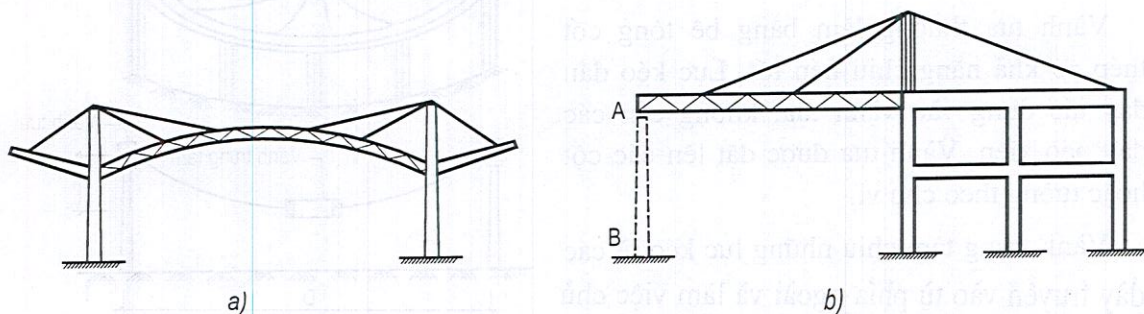
Mái dây có độ cong theo hai chiều với độ cong Gauss $\frac{1}{R_0} < 0$. Các đầu dây được neo vào vòm đặt nghiêng. Mỗi vòm tựa lên hai móng chính ở chân vòm và được chống bằng một số cột đứng. Dây chủ đặt theo chiều võng xuống, dây căng theo chiều cong lên và được gây ứng lực trước.



Hình 6.32. Sơ đồ mái dây dạng hyperbol

6.4.5. Mái dây văng

Là kết cấu hỗn hợp gồm dây văng và cấu kiện ngang. Dây văng được liên kết vào trụ và thường được đặt theo cả hai bên để cân bằng thành phần ngang của lực kéo trong dây. Cấu kiện ngang có thể là dầm, dàn, chúng trực tiếp đỡ mái, nhận các dây văng làm gối tựa đàn hồi, ngoài ra nó có thể kê lên khung hoặc cột (hình 6.33). Trên hình 6.33b biên AB có thể có hoặc không.

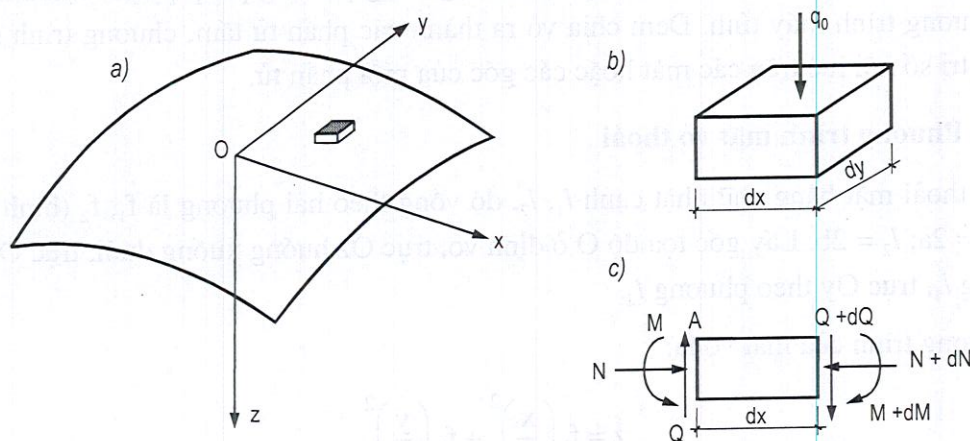


Hình 6.33. Sơ đồ một số mái dây văng

PHẦN THAM KHẢO F

F1. Sơ lược về lý thuyết nội lực của vỏ mỏng

Nội lực trong mái vỏ mỏng thay đổi từ điểm này sang điểm khác trên mặt vỏ. Tính toán nội lực vỏ là bài toán khá phức tạp của lý thuyết đàn hồi. Để tính toán người ta gắn vào mặt vỏ một hệ trục tọa độ Oxyz. Trục Oz thẳng đứng còn Ox, Oy theo hai phương vuông góc trong mặt phẳng ngang (hình F1.a).



Hình F1. Sơ đồ tính nội lực vỏ

Từ vỏ cắt ra một phần tử vỏ cùng nhỏ, cạnh dx , dy . Trên phần tử có tải trọng q_0 tác dụng (hình F1.b). Trên 4 mặt bên của phần tử có các nội lực như ở hình 6.4. Xét nội lực trên hai mặt theo một phương Ox như trên hình F1.c (không thể hiện nội lực trượt S). Trên một mặt có nội lực là N , M , Q , ở mặt bên kia nội lực đã thay đổi, thêm số gia là dN , dM , dQ .

$$dN = \frac{\partial N}{\partial x} dx; \quad dM = \frac{\partial M}{\partial x} dx; \quad dQ = \frac{\partial Q}{\partial x} dx;$$

$$q_0 = q dx dy.$$

q - tải trọng tính phân bố trên mỗi mét vuông;

$\frac{\partial N}{\partial x}, \frac{\partial M}{\partial x}, \frac{\partial Q}{\partial x}$ - đạo hàm riêng của nội lực theo phương x .

Lập các phương trình cân bằng cho phần tử vỏ có được hệ phương trình vi phân đạo hàm riêng. Giải hệ phương trình đó cùng các điều kiện biên của mái vỏ sẽ tìm được hàm của các nội lực.

Để giải hệ phương trình của vỏ người ta lập ra các bài toán có mômen, không mômen và hiệu ứng biên.

Trong bài toán có mômen đưa tất cả các nội lực vào trong hệ phương trình. Bài toán này quá phức tạp và chỉ dùng cho những trường hợp đặc biệt.

Nhận xét rằng trong phần lớn thân vỏ, nếu thỏa mãn một số điều kiện nào đó về hình học và tải trọng (không có sự thay đổi đột ngột) thì các nội lực M , Q rất bé, có thể bỏ qua. Chỉ tính vỏ với hai nội lực cơ bản là N và S . Đó là bài toán không mômen.

Hiệu ứng biên là bài toán có xét đến tác dụng của M và Q trong một vùng nhỏ, cục bộ, nơi có những thay đổi đột ngột về hình học, thí dụ ở các góc, ở chỗ vỏ tiếp giáp với vách cứng.

Hiện nay để tính nội lực vỏ người ta thường dùng phương pháp phần tử hữu hạn với các chương trình máy tính. Dem chia vỏ ra thành các phần tử tam giác, chương trình sẽ tính ra các trị số nội lực trên các mặt hoặc các góc của mỗi phần tử.

F2. Phương trình mặt vỏ thoải

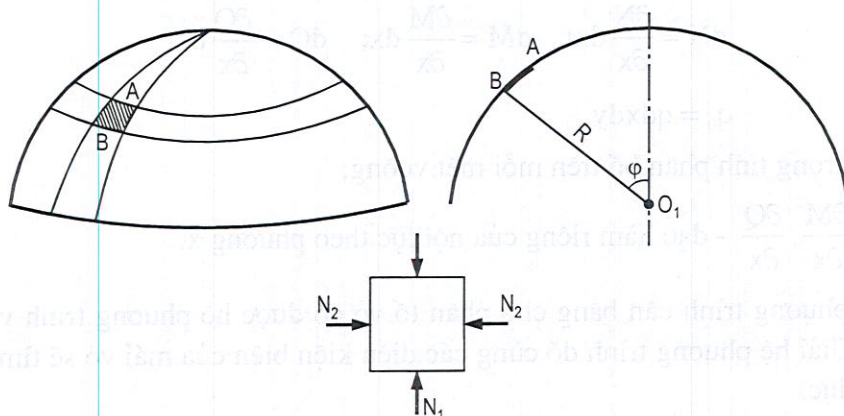
Vỏ thoải mặt bằng chữ nhật cạnh l_1 , l_2 , độ võng theo hai phương là f_1 , f_2 (hình 6.12). Đặt $l_1 = 2a$; $l_2 = 2b$. Lấy gốc tọa độ O ở đỉnh vỏ, trục Oz hướng xuống dưới, trục Ox theo phương l_1 , trục Oy theo phương l_2 .

Phương trình của mặt vỏ là:

$$z = f_1 \left(\frac{x}{a} \right)^2 + f_2 \left(\frac{y}{b} \right)^2$$

F3. Nội lực trong vỏ cupôn

Cắt mặt vỏ bằng hai mặt phẳng thẳng đứng chứa trục, hợp với nhau một góc vô cùng nhỏ và bằng hai mặt phẳng ngang cách nhau một đoạn vô cùng nhỏ. Tách ra có phần tử hình thang cong. Lấy các mặt bên vuông góc với mặt vỏ. Trong vỏ cupôn tồn tại chủ yếu là lực dọc theo hai phương: N_1 theo phương kinh tuyến, N_2 theo phương vĩ tuyến.



Hình F2. Nội lực trong vỏ cupôn

Với vỏ cầu bán kính cong R , tâm cong O_1 , tải trọng phân bố trên bề mặt vỏ là g , đã chứng minh được:

$$N_1 = \frac{gR}{1 + \cos \varphi}; N_2 = gR \left(\cos \varphi - \frac{1}{1 + \cos \varphi} \right)$$

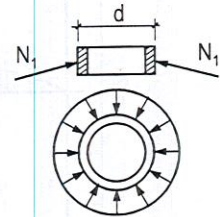
φ - góc lập bởi trục vỏ và đường thẳng đi qua mép phân tố đang xét.

Tại đỉnh vỏ, $\varphi = 0$ có $N_1 = N_2 = \frac{gR}{2}$, đều là lực nén.

Từ đỉnh vỏ đến chân vỏ nội lực N_1 tăng dần, nội lực N_2 giảm dần. Khi $\varphi = 51^\circ 49'$ có $N_2 = 0$. Với vỏ cupôn có độ vòng f khá lớn mà ở vùng chân vỏ xảy ra $\varphi > 51^\circ 40'$ thì trong vùng đó N_2 là lực kéo.

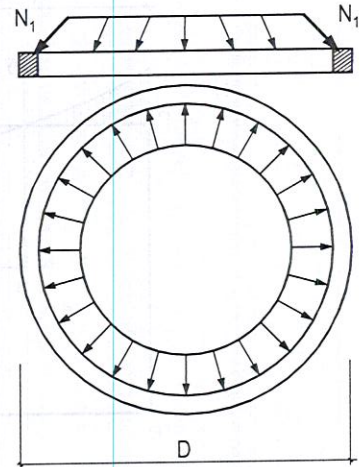
F4. Nội lực trong vành đỉnh và vành tựa vỏ cupôn

Tưởng tượng cắt rời vỏ khỏi các vành, thay tác dụng của nó bằng các nội lực N_1 . Chiều N_1 lên phương ngang có giá trị là $N_1 \cos \varphi$. Với vành đỉnh lực này tác dụng từ ngoài hướng vào tâm, gây ra lực nén trong vành theo phương vòng, có giá trị bằng $0,5dN_1 \cos \alpha$. Với vành tựa, lực tác dụng từ trong ra, gây nên lực kéo trong vành theo phương vòng bằng $0,5DN_1 \cos \alpha$ (d, D : đường kính vành).



F5. Nội lực trong vành của mái dây mặt bằng tròn

Mái dây mặt bằng tròn có dạng của vỏ cupôn lật ngược. Nội lực trong mái và trong các vành của mái dây là ngược với vỏ cupôn. Nội lực trong dây là kéo, nội lực này tác dụng vào vành trung tâm tạo nên lực kéo vòng trong vành còn có tác dụng vào vành tựa lại gây ra lực nén theo phương vòng.



F6. Nội lực trong vỏ thoải

Trong phần lớn diện tích của mái vỏ thoải cong hai chiều nội lực trên các mặt phân tố chủ yếu là lực nén N và lực trượt S theo hai phương Ox, Oy . Thân vỏ được tính toán chủ yếu theo bài toán không mômen dựa trên ba phương trình vi phân sau:

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial S}{\partial x} = 0; \quad \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} N_x + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} N_y + 2 \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} S = q;$$

q - tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên mặt vỏ, tính trên mỗi đơn vị diện tích.

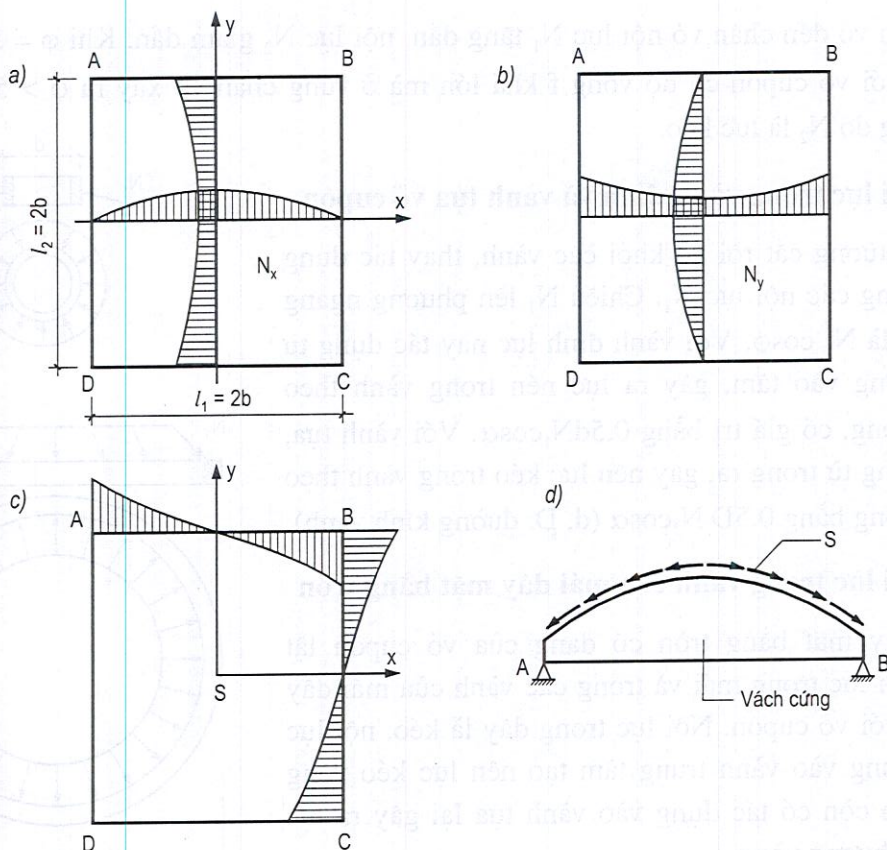
Giải các phương trình trên với các điều kiện biên của vỏ. Với vỏ liên kết với các vách cứng biên, có độ cứng chống uốn khá lớn trong mặt phẳng và khá mềm ngoài mặt phẳng, điều kiện biên là:

Hình F3. Sự chịu lực của các vành vỏ cupôn

Tại $x = \pm a$ (biên dọc) có $N_x = 0$; $N_y \neq 0$; $S \neq 0$.

Tại $y = \pm b$ (biên ngang) có $N_y = 0$; $N_x \neq 0$; $S \neq 0$.

Sau khi tính toán tìm được nội lực tại các điểm trên thân vỏ. Trên hình F4 thể hiện biểu đồ của N_x và N_y trên các mặt cắt qua đỉnh vỏ (với $x = 0$, $y = 0$) và biểu đồ S trên mặt cắt ở biên sát với vách cứng ($x = a$; $y = b$).



Hình F4. Biểu đồ nội lực trong thân vỏ (a, b, c) và tải trọng lên vách cứng (d)

F7. Tải trọng lên vách cứng vỏ thoải

Vách cứng chịu tải trọng từ thân vỏ truyền vào chủ yếu thông qua lực trượt S (hình F4.d). Đây là sự truyền lực tương đối đặc biệt khác với sự truyền lực từ bản phẳng lên dầm chủ yếu thông qua lực cắt.

Tổng hình chiếu lên phương đứng của các lực S trên 4 vách cứng là bằng tổng tải trọng thẳng đứng trên toàn thân vỏ.

F8. Tác dụng của nhiệt độ lên mái vỏ

Mái vỏ thường có diện tích khá lớn, từ vài ngàn đến hàng vạn mét vuông, lại được làm liên tục, không có khe co giãn nhiệt. Tác dụng của sự thay đổi nhiệt độ lên mái vỏ là đáng kể, khi thiết kế cần được xét đến.

Ở Việt Nam giáo sư Ngô Thế Phong, trường Đại học Xây dựng là người đã có những nghiên cứu về nhiệt của mái vòm.

F9. Nội lực trong dây võng

Xét dây treo trên hai gối tựa AB có cùng độ cao, khoảng cách $AB = l$ gọi là nhịp, độ võng f . Gọi là dây võng khi $f \geq \frac{1}{20}l$. Dây chịu tải trọng phân bố đều g .

Lực kéo trong dây lớn nhất là T tại hai đầu mút A, B: $T = \sqrt{H^2 + V^2}$

V , H - thành phần thẳng đứng và nằm ngang của phản lực gối tựa.

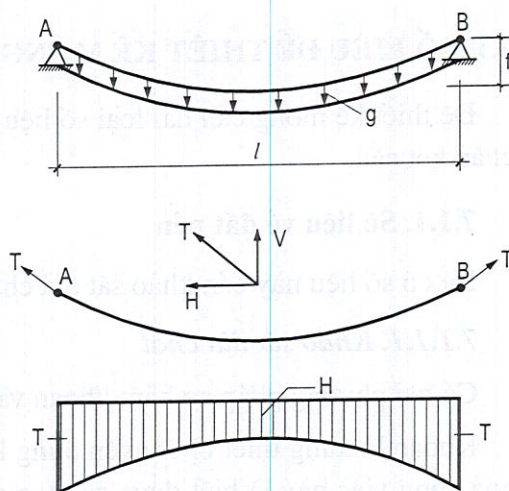
$$V = agl \quad \text{và} \quad H = \beta \frac{gl^2}{f}$$

a , β - hệ số tùy thuộc độ võng của dây, với

$f = \frac{1}{20}l$ lấy $a = 0,5$ và $\beta = \frac{1}{8} = 0,125$; với

$f = \frac{1}{2}l$ lấy $a = 0,78$ và $\beta = 0,133$.

Lực kéo trong dây giảm dần từ hai đầu mút là T đến giữa dây bằng H (hình F5).



Hình F5. Lực kéo trong dây võng

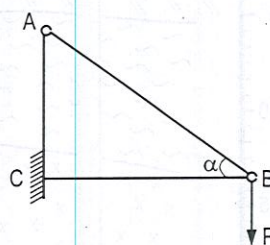
F10. Nội lực trong dây văng

Dây văng AB được neo vào đầu trụ tại A và liên kết với cấu kiện cứng nằm ngang BC. Góc nghiêng của AB là α .

Tải trọng tác dụng được đưa về thành lực tập trung P đặt tại B. Khi P là thẳng đứng, BC nằm ngang và xem gần đúng liên kết tại C là khớp thì lực kéo trong dây là:

$$N = \frac{P}{\sin \alpha}$$

Thực tế thì liên kết ở C thường là cứng, một phần lực P sẽ gây uốn thanh BC vì vậy lực kéo trong dây AB giảm xuống so với giá trị N vừa tính được.



Hình F6. Sơ đồ tính dây văng

Chương 7

KẾT CẤU MÓNG

7.1. SỐ LIỆU ĐỂ THIẾT KẾ MÓNG

Để thiết kế móng cần hai loại số liệu cơ bản: số liệu về đất nền và số liệu về nội lực ở chân kết cấu.

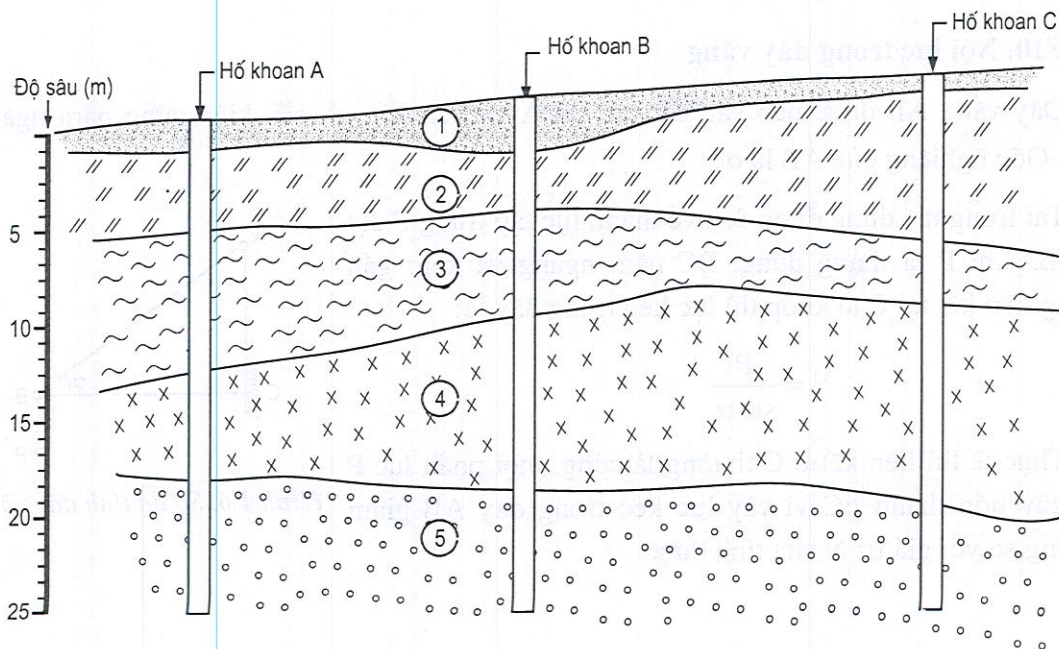
7.1.1. Số liệu về đất nền

Để có số liệu này cần khảo sát địa chất và làm các thí nghiệm cơ học đất.

7.1.1.1. Khảo sát địa chất

Có hai phương pháp cơ bản: khoan và xuyên.

Khoan là dùng thiết bị chuyên dụng khoan vào lòng đất, lấy mẫu đất để khảo sát. Kết quả công việc này là biết được cấu tạo của mặt trên vỏ quả đất gồm bao nhiêu lớp khác nhau, chiều dày mỗi lớp, tính chất của đất trong từng lớp. Từ đó vẽ được mặt cắt địa chất của khu đất (hình 7.1).



Hình 7.1. Mặt cắt địa chất

Xuyên là dùng thiết bị chuyên dụng ấn hoặc đóng đầu mũi xuyên vào đất. Có hai loại: xuyên tĩnh và xuyên động.

Xuyên tĩnh là dùng lực tĩnh, ấn từ từ cần xuyên, đo được lực ấn thể hiện phản lực ở đầu mũi xuyên (gọi là sức chống mũi, ký hiệu q) và lực ma sát giữa thành bên của mũi xuyên với đất (gọi là lực ma sát, ký hiệu p). Biểu đồ của sức kháng xuyên thể hiện trên hình 7.2.

Xuyên động là dùng quả búa đập từng nhát lên cần xuyên và đo độ lún của mũi xuyên. Gọi chỉ số SPT là số nhát đập để mũi xuyên dịch chuyển được 30cm. Dựa vào chỉ số này để biết được trạng thái của đất là mềm hay cứng (xem phần tham khảo G2).

Khoan và xuyên có thể khảo sát những lớp đất ở rất sâu, thường từ 20 đến 60m.

Ngoài hai phương pháp khoan và xuyên còn có thể dùng các cách thủ công như đào hố, chọc hoặc đóng gậy xuyên vào đất để khảo sát sơ bộ những lớp đất sâu vài mét ở trên bề mặt.

7.1.1.2. Mặt cắt địa chất

Từ số liệu của các hố khoan vẽ ra được mặt cắt địa chất, đó là sự thay đổi của các lớp đất theo độ sâu. Hình 7.1 cho một thí dụ về mặt cắt địa chất đi qua ba hố khoan A, B, C với độ sâu 25m. Mặt cắt cho biết trong phạm vi 25m đã khảo sát đất có 5 lớp với các tính chất khác nhau. Các tính chất này được diễn tả ở hai mức độ: mô tả bên ngoài về loại đất, trạng thái đất và đưa ra những kết quả thí nghiệm về đất.

Thí dụ mô tả 5 lớp đất như sau:

Lớp ①, dày từ 1 đến 3m, đất toi xốp có lẫn gạch vụn;

Lớp ② - dày từ 3 đến 6 mét, đất sét, trạng thái mềm, màu nâu xám;

Lớp ③ - dày từ 4 đến 8 mét, phân bố ở độ sâu từ 5 đến 13 mét, đất bùn, màu đen;

Lớp ④ - phân bố ở độ sâu từ 12 đến 18m ở hố khoan A và từ 10 đến 20m ở hố khoan C, đất cát pha, trạng thái chặt vừa, màu xám trắng;

Lớp ⑤ - phân bố ở độ sâu từ 17m trở xuống ở hố khoan A và từ 20m trở xuống ở hố khoan C, cát thô, trạng thái chặt.

Trên mặt cắt địa chất còn có thể diễn tả mức nước ngầm.

7.1.1.3. Các chỉ tiêu của đất

Để có các chỉ tiêu về mỗi lớp đất cần thí nghiệm mẫu đất. Có nhiều chỉ tiêu cần xác định. Sau đây kể ra một vài chỉ tiêu cơ bản.

Thí nghiệm phân tích thành phần để biết cấu tạo của đất gồm những loại hạt nào, từ đó biết đất thuộc loại đất dính (sét), đất rời (cát) hoặc các loại trung gian: sét pha, cát pha, v.v...

Thí nghiệm xác định trọng lượng riêng của đất ở trạng thái tự nhiên và ở trạng thái đã được sấy khô, từ đó tìm ra độ ẩm tự nhiên của đất.

Thí nghiệm cắt các mẫu đất để biết lực dính của đất C và góc nội ma sát ϕ (xem tham khảo G1).

Với đất rời thí nghiệm để xác định độ chặt.

Với đất dính thí nghiệm xác định độ dẻo, độ nhão của đất, từ đó tính ra chỉ số độ sệt, dựa vào đó phân biệt các trạng thái của đất (xem tham khảo G2).

Từ các số liệu đã xác định, tiến hành tính toán để tìm ra các chỉ tiêu quan trọng cần cho việc thiết kế móng, đó là áp lực tiêu chuẩn R_d , môđun biến dạng E_d , hệ số nén lún a .

Áp lực tiêu chuẩn của đất R_d là lực ép thẳng đứng mà đất có thể chịu được để không xảy ra sự trượt trong đất, nó thể hiện khả năng chịu lực cắt của đất. Đơn vị để tính R_d là MPa; kG/cm^2 hoặc T/m^2 .

Đất là quá yếu (bùn) khi $R_d < 0,05\text{MPa}$ ($0,5\text{kG/cm}^2$; 5T/m^2)

Đất yếu (cát mịn kém chặt, sét mềm...) $R_d < 0,1\text{MPa}$.

Đất trung bình (cát chặt vừa, sét dẻo cứng...) $R_d = 0,1 \div 0,2\text{MPa}$.

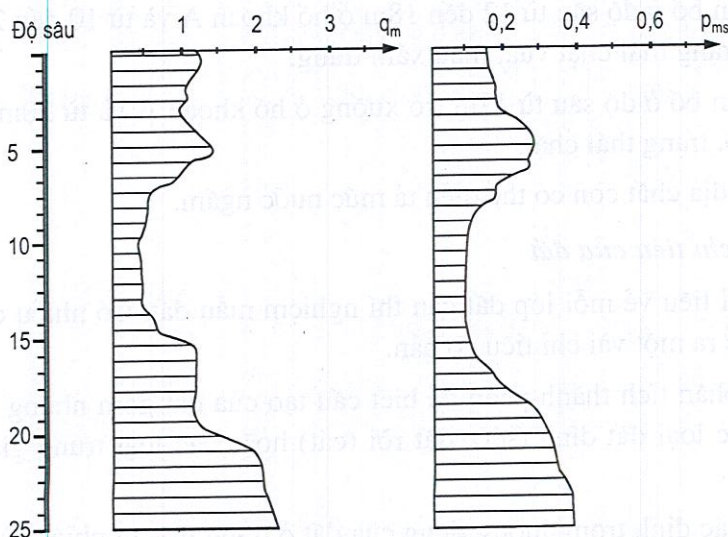
Đất khá tốt (cát chặt, sét cứng...) $R_d = 0,2 \div 0,4\text{MPa}$.

Đất rất tốt: $R_d > 0,4\text{MPa}$ (4kG/cm^2 , 40T/m^2).

Các trị số nêu trên đây cũng chỉ là tương đối để có một nhận xét sơ bộ, không phải là cách phân loại chặt chẽ.

Để xác định R_d người ta cũng có thể làm thí nghiệm tại hiện trường. Đặt một bàn nén lên mặt đất. Tác dụng lực nén tăng dần và đo độ lún. Giá trị R_d được xác định khi độ lún có biểu hiện tăng nhanh.

7.1.1.4. Biểu đồ xuyên



Hình 7.2. Biểu đồ xuyên

Dùng xuyên tĩnh có thể biết được lực chống mũi q_m và lực ma sát ở thành bên p_{ms} lên mũi xuyên. Thông qua trị số của q_m và p_{ms} mà biết được trạng thái mềm hoặc cứng của đất. Vẽ biểu đồ thay đổi của q_m và p_{ms} theo độ sâu. Đó là các biểu đồ xuyên (hình 7.2). Đơn vị của q_m và p_{ms} là MPa hoặc kG/cm^2 ; T/m^2 .

Nhìn biểu đồ xuyên trên hình 7.2 biết được:

Lớp đất trên bề mặt sâu khoảng 6m có giá trị trung bình của q_m bằng 1,2MPa; $p_{ms} = 0,16$ là thuộc loại bình thường. Từ độ sâu 6 đến 15 mét có q_m và p_{ms} khá bé, là đất yếu. Từ độ sâu 20 mét trở xuống là đất tương đối tốt.

Bằng cách xuyên không thể biết chắc chắn loại đất mà chỉ có thể phán đoán loại đất theo kinh nghiệm.

7.1.2. Số liệu về nội lực

7.1.2.1. Nội lực ở chân cột, chân tường

Đó là các nội lực đã xác định được khi tính toán kết cấu. Nó gồm có các nội lực chủ yếu: Lực dọc N, thường là lực nén, mômen uốn M, lực cắt Q. Các nội lực này được tính toán riêng với tác dụng của tĩnh tải, của hoạt tải sàn và hoạt tải gió. Trong một số trường hợp thiết kế cũng có thể tính gộp nội lực do tĩnh tải và hoạt tải sàn.

Ngoài các nội lực ở chân cột móng còn có thể chịu thêm các lực do tường ở tầng dưới cùng xây lên các giằng móng và từ giằng truyền vào móng. Tổng các lực ở chân cột và các lực vừa nêu được xem là tác dụng lên mặt trên của móng.

7.1.2.2. Trị số tính toán và trị số tiêu chuẩn của lực

Khi thiết kế theo phương pháp trạng thái giới hạn nội lực trong kết cấu thường được xác định theo tải trọng tính toán. Gọi đó là trị số tính toán của nội lực hoặc gọi tắt là nội lực tính toán. Khi thiết kế móng có lúc chỉ cần dùng trị số tiêu chuẩn của nội lực, gọi là nội lực tiêu chuẩn, ký hiệu M_c , N_c , Q_c .

$$M_c = \frac{M}{n}; \quad N_c = \frac{N}{n}; \quad Q_c = \frac{Q}{n}$$

M, N, Q - nội lực tính toán;

n - hệ số vượt tải trung bình (hoặc hệ số độ tin cậy của tải trọng). Có thể lấy $n = 1,3 \div 1,5$.

7.1.2.3. Lực tác dụng vào đất

Đó là lực từ móng truyền vào đất. Các lực này thường được xác định theo giá trị tiêu chuẩn, ký hiệu là M_d , N_d (hình 7.3).

$$N_d = N_c + \gamma_0 A_m H \quad (7-1a)$$

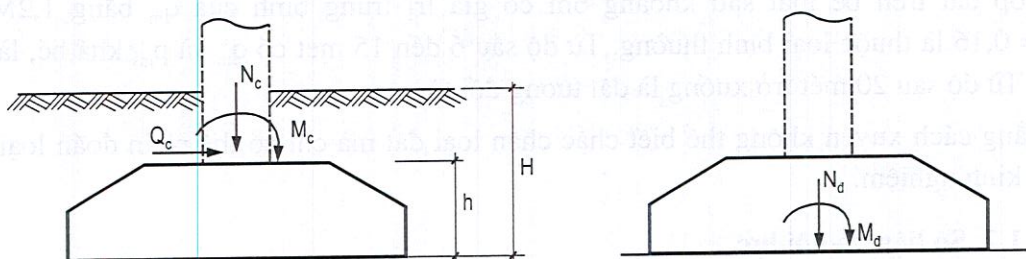
$$M_d = M_c + Q_c h \quad (7-1b)$$

γ_0 - trị số trung bình trọng lượng riêng của móng và đất, thường lấy $\gamma_0 = 20\text{kN/m}^3$ (2T/m^3).

A_m - diện tích đáy móng;

H - Độ sâu đặt móng;

h - chiều cao (bề dày) thân móng.



Hình 7.3. Tải trọng lên móng và lên đất

7.1.2.4. Tính toán gần đúng tải trọng công trình

Ở giai đoạn thiết kế cơ sở (thiết kế sơ bộ) chưa thể có được giá trị chính xác của nội lực ở chân cột, tường. Tuy vậy, lại cần dự kiến phương án và kích thước sơ bộ của móng. Để làm việc này cần xác định gần đúng trị số N_d ở từng chân cột, đặc biệt là trị số G_d là tổng tải trọng thẳng đứng của toàn bộ công trình truyền vào đất.

$$G_d = G_{ct} + G_m \quad (7-2)$$

G_{ct} - trọng lượng toàn bộ công trình và hoạt tải sàn;

$$G_{ct} = \sum q_i S_i \quad (7-3)$$

S_i - diện tích toàn bộ mặt sàn thứ i hoặc mái;

q_i - tải trọng đứng quy đổi phân bố trên mặt sàn, mái thứ i :

$$q = g_0 + g_s + g_1 + p_s \quad (7-4)$$

g_0 - trọng lượng 1m^2 của bản sàn bê tông cốt thép;

g_s - trọng lượng 1m^2 của các lớp cấu tạo mặt sàn (gạch lát, vữa lót, vữa trát...) và trần treo. Giá trị g_s thường thay đổi không lớn, vào khoảng $0,6 \div 1\text{kN/m}^2$.

g_1 - trọng lượng của dầm, cột, tường, vách ngăn và các thứ khác đem chia đều ra trên mặt sàn. Có thể ước lượng gần đúng g_1 theo cấu tạo của cột, tường:

- với nhà có các cột bé, ít tường, vách: $g_1 = 3 \div 4\text{kN/m}^2$.

- với nhà có cột lớn, nhiều tường, vách: $g_1 = 5 \div 8\text{kN/m}^2$.

p_s - hoạt tải phân bố đều trên sàn hoặc mái.

G_m - trọng lượng của toàn bộ móng và đất đắp bên trên, tính toán gần đúng:

$$G_m = \gamma_0 S_m H \quad (7-5)$$

S_m - diện tích toàn bộ đáy móng, γ_0 và H - xem ghi chú ở công thức (7-1).

Dấu Σ trong công thức (7-3) là lấy tổng tất cả các sàn và mái của nhà.

Thí dụ: Nhà 18 tầng (kể cả tầng trệt), gồm có 17 sàn và 1 mái. Diện tích mỗi sàn $S = 800\text{m}^2$; độ sâu đặt móng $H = 1,5\text{m}$, chiều dày bản sàn bê tông cốt thép 10cm , hoạt tải sàn $p_s = 3\text{kN/m}^2$; hoạt tải mái $0,75\text{kN/m}^2$; tính tải của mái (kể cả các lớp chống nóng, chống thấm...) ước tính 8kN/m^2 .

Yêu cầu tính tổng tải trọng đứng của nhà:

Trọng lượng mái G_0 :

$$q_0 = 8 + 0,75 = 8,75\text{kN/m}^2.$$

Lấy diện tích mái bằng diện tích sàn $S = 800\text{m}^2$.

$$G_0 = 0,75 \times 800 = 7000\text{kN}.$$

Tạm giả thiết móng bè, lấy diện tích đáy móng S_m cũng bằng diện tích sàn:

$$G_m = 20 \times 800 \times 1,5 = 24000\text{kN}.$$

Trọng lượng bản bê tông cốt thép dày $10\text{cm} = 0,1\text{m}$ với trọng lượng riêng 25kN/m^3 .

$$g_0 = 25 \times 0,1 = 2,5\text{kN/m}^2.$$

Ước tính $g_s = 0,8\text{kN/m}^2$ và $g_l = 6\text{kN/m}^2$.

$$q_1 = q_2 = \dots = q_7 = 2,5 + 0,8 + 6 + 3 = 12,4\text{kN/m}^2.$$

$$G_{ct} = \sum q_i S_i = 17 \times 12,4 \times 800 + 8,75 \times 800 = 174280\text{kN}.$$

(17 sàn và một mái).

Tải trọng đứng của toàn nhà kể cả móng truyền vào đất là:

$$G_d = 174280 + 24000 = 198280\text{kN}.$$

Trên đây xem diện tích đáy móng bằng 800m^2 là trường hợp móng bè, có diện tích lớn nhất. Với các loại móng khác thì S_m bé hơn.

7.2. PHƯƠNG ÁN MÓNG

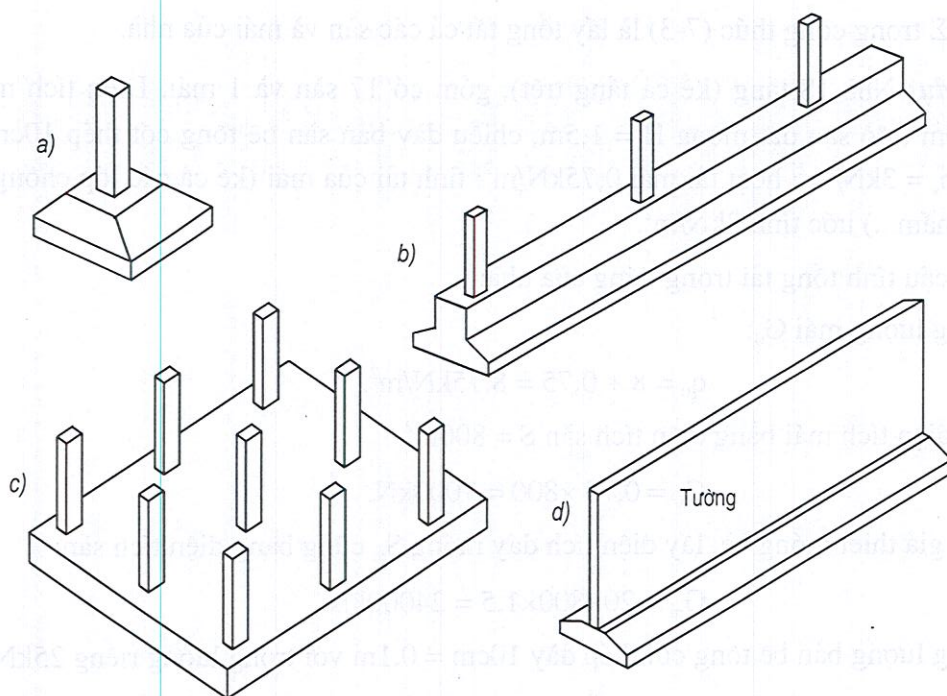
7.2.1. Các loại móng

Theo độ sâu đặt móng trong đất chia ra hai loại: móng nông và móng sâu.

7.2.1.1. Móng nông

Móng được đặt lên các lớp đất gần bề mặt, với độ sâu H trong khoảng vài ba mét trở lại. Móng nông có ba dạng chủ yếu là móng đơn, móng băng và móng bè.

Móng đơn (hoặc móng trụ) là từng móng riêng đặt dưới mỗi cột (hình 7.4a). Móng băng là móng đặt liên tục dưới hàng cột (hình 7.4b). Móng bè là móng phủ kín toàn bộ diện tích đất nền (hình 7.4c).



Hình 7.4. Các loại móng nông

Móng dưới tường có hình dạng bên ngoài giống móng băng, vì vậy có người gọi là móng băng dưới tường. Thực chất về cấu tạo cũng như sự làm việc thì móng tường theo nguyên lý của móng đơn, chỉ khác là móng có chiều dài khá lớn (hình 7.4d).

Móng băng dưới cột và móng bè thường được làm bằng bê tông cốt thép. Móng đơn dưới cột và dưới tường có thể làm bằng bê tông cốt thép gọi là móng mềm hoặc xây bằng gạch đá, gọi là móng cứng. Gọi móng là mềm vì thân móng chịu uốn, gọi là cứng vì không chịu uốn.

7.2.1.2. Móng sâu

Móng được đặt vào các lớp đất ở khá sâu, có thể trong khoảng 5 đến 10m, trung bình vào khoảng 20÷30m, cũng có thể đến 60m hoặc hơn nữa. Móng sâu có các dạng chủ yếu là móng cọc, móng tường, giếng chìm.

Móng cọc (hình 7.5a) là dùng cọc cắm vào lớp đất tốt ở dưới sâu, dùng sức chịu tải của cọc để chống đỡ tải trọng bên trên. Sức chịu tải này gồm hai phần: lực chống ở đầu mũi cọc và lực ma sát ở thành bên của cọc với đất. Tùy theo tương quan giữa hai phần người ta phân biệt cọc chống và cọc ma sát.

Cọc chống khi sức chịu tải của cọc chủ yếu là lực chống đầu mũi, ma sát không đáng kể. Đó là trường hợp mũi cọc được cắm vào đá hoặc đất rất cứng.

Cọc ma sát là cọc mà khi lực ma sát ở thành bên là đáng kể, nó chiếm một tỷ phần khá lớn trong sức chịu tải của cọc.

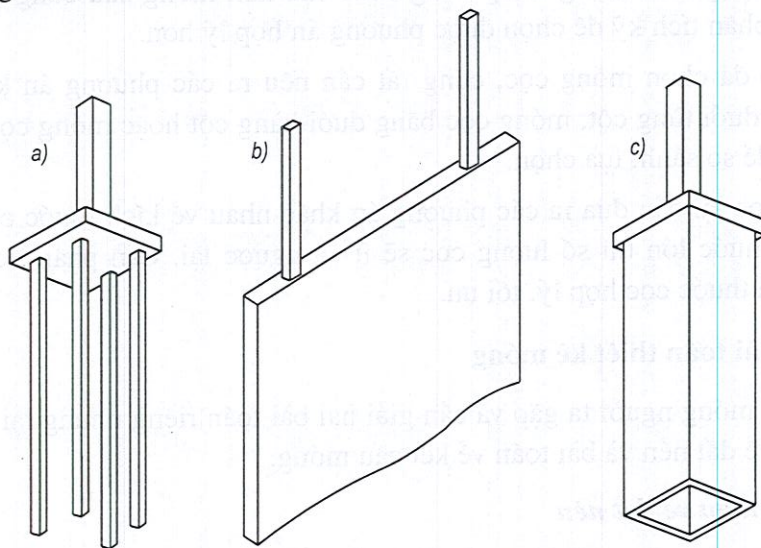
Về phương pháp thi công chia ra: cọc đóng, cọc ép, cọc nhồi.

Cọc đóng và cọc ép được chế tạo sẵn, dùng búa máy để đóng hoặc dùng thiết bị để ép cọc vào đất. Thi công đóng cọc tương đối đơn giản nhưng gây ra tiếng động lớn và làm rung chuyển nền đất. Thi công ép cọc dùng lực tĩnh, tránh gây tiếng ồn và rung chuyển nhưng cần có một khối lượng lớn các vật liệu để làm đối trọng khi ép.

Cọc nhồi được đổ bê tông tại chỗ. Thông thường người ta dùng khoan để tạo lỗ rỗng trong đất, vì thế thường gọi là cọc khoan nhồi (nhồi bê tông).

Móng tường có dạng một bức tường cắm trong đất, sức chịu tải cũng được tạo thành bằng lực chống và lực ma sát (hình 7.5b).

Móng giếng chìm có dạng một cọc rất lớn, thân rỗng (hình 7.5c), thường được dùng trong xây dựng cầu.



Hình 7.5. Các loại móng sâu

7.2.2. Chọn phương án móng

Chọn loại móng cho công trình phải xuất phát từ điều kiện địa chất và lực truyền lên móng.

Chọn móng nông trong trường hợp các lớp đất có áp lực tiêu chuẩn R_d đủ lớn để có thể chịu được lực, càng xuống sâu đất càng tốt hơn hoặc nếu có một lớp đất yếu thì lớp đó ở khá sâu. Tính toán sơ bộ áp lực trung bình của công trình lên đất là p_* .

$$p_* = \frac{kG_d}{S} \quad (7-6)$$

S - diện tích đất nền có thể làm móng bè;

k - hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng ngang và sự phân bố không đều của tải trọng đứng. Có thể lấy: $k = 1,1 \div 1,3$.

Khi $p_* \leq R_d$ có thể làm móng nông.

Tính tỷ số $\beta = \frac{P^*}{R_d}$. Với $\beta \leq 0,25$ có thể làm móng đơn dưới cột, $\beta = 0,25 \div 0,6$ - làm

móng băng, $\beta = 0,6 \div 1$ - móng bè. Chú ý rằng những số liệu vừa nêu cũng chỉ có tính tham khảo, không phải là những giới hạn bắt buộc.

Khi ở vùng bên trên có lớp đất yếu không thể đặt móng mà không thể gia cố để cải thiện thì cần làm móng sâu để đặt mũi cọc, chân móng tường vào lớp đất tốt ở bên dưới. Việc chọn loại cọc nào (đóng, ép, khoan nhồi) là tùy thuộc kích thước cọc và điều kiện thi công.

Có những trường hợp, từ điều kiện địa chất thấy rõ ràng là chỉ nên làm móng nông hoặc chỉ có thể làm móng sâu. Lúc này việc lựa chọn phương án là tương đối rõ. Tuy vậy, có trường hợp làm móng nông cũng được mà làm móng sâu cũng được. Lúc này cần tính toán, phân tích kỹ để chọn được phương án hợp lý hơn.

Trường hợp đã chọn móng cọc, cũng rất cần nêu ra các phương án khác nhau như móng cọc đơn dưới từng cột, móng cọc băng dưới hàng cột hoặc móng cọc bè dưới toàn bộ công trình để so sánh, lựa chọn.

Riêng với cọc lại cần đưa ra các phương án khác nhau về kích thước cọc để so sánh. Với cọc kích thước lớn thì số lượng cọc sẽ ít và ngược lại. Cần phân tích, so sánh để chọn được kích thước cọc hợp lý, tối ưu.

7.2.3. Hai bài toán thiết kế móng

Khi thiết kế móng người ta gặp và cần giải hai bài toán riêng nhưng lại gắn với nhau, đó là bài toán về đất nền và bài toán về kết cấu móng.

7.2.3.1. Bài toán về đất nền

Đó là bài toán dựa vào điều kiện của đất để chọn kích thước cơ bản của móng và tính toán độ lún.

Với móng nông cần chọn độ sâu đặt móng H , xác định kích thước trên mặt bằng của đáy móng.

Với móng cọc cần xác định chiều dài cọc, kích thước tiết diện cọc, số lượng cọc trong mỗi móng.

Tính toán độ lún của móng nông cần phân tích trạng thái ứng suất - biến dạng của đất từ đáy móng trở xuống. Với móng cọc - xét sự làm việc của đất từ mũi cọc trở xuống. Độ lún tối đa cho phép đối với công trình nhà là 80mm.

Bài toán về đất nền thuộc trạng thái giới hạn thứ hai, về điều kiện bảo đảm sự làm việc bình thường, tính toán theo tải trọng tiêu chuẩn N_c, M_c (xem công thức 7-2).

7.2.3.2. Bài toán về kết cấu móng

Bài toán về kết cấu móng là bài toán về khả năng chịu lực của kết cấu móng. Với móng nông đó là việc xác định hoặc kiểm tra chiều cao (hoặc bề dày) tiết diện móng,

cốt thép trong móng. Với móng cọc là việc xác định hoặc kiểm tra chiều dài cọc, cốt thép trong đài, cốt thép trong cọc...

Tính toán kết cấu móng thuộc trạng thái giới hạn thứ nhất về khả năng chịu lực, cần được tiến hành theo nội lực tính toán.

7.3. MÓNG ĐƠN

Móng đơn dưới từng cột riêng biệt được dùng khi các cột ở khá xa nhau, đất tương đối tốt. Đáy móng có thể là chữ nhật, hình tròn hoặc đa giác. Khi ở chân cột có mômen uốn đáng kể thì móng có mặt bằng chữ nhật với cạnh a lớn hơn là hợp lý.

7.3.1. Bài toán đất nền

Diện tích đáy móng là A_m được chọn sơ bộ như sau:

$$A_m = \frac{\alpha_m N_c}{R_d - \gamma_0 H} \quad (7-7)$$

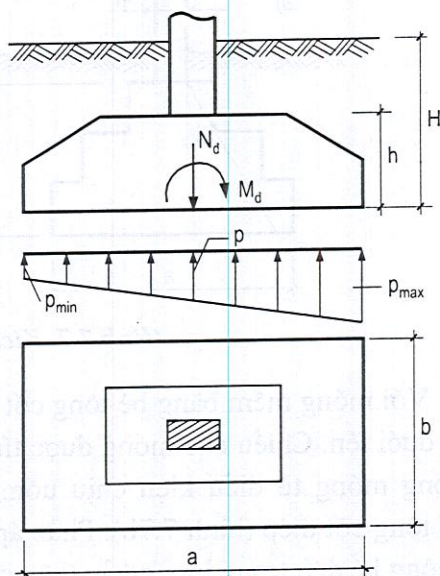
N_c - lực nén tiêu chuẩn ở mặt trên móng;

γ_0 , H - xem chú thích ở công thức (7-1);

α_m - hệ số xét đến ảnh hưởng của mômen uốn, khi M là bé, lấy $\alpha_m = 1 \div 1,1$; khi M lớn, lấy $\alpha_m = 1,2 \div 1,4$.

Từ A_m , với móng chữ nhật chọn ra kích thước $a \times b$ trong đó a là cạnh trong phương mặt phẳng uốn.

Xác định giá trị N_d , M_d theo công thức (7-1). Tính toán áp lực móng lên đất trong trường hợp móng chữ nhật như sau (hình 7.6).



Hình 7.6. Sơ đồ tính toán móng đơn dưới cột

Giá trị trung bình:
$$p = \frac{N_d}{ab} \quad (7-8a)$$

Áp lực lớn nhất ở mép móng:
$$p_{\max} = \frac{N_d}{ab} + \frac{6M_d}{a^2b} \quad (7-8b)$$

Áp lực bé nhất ở mép móng:
$$p_{\min} = \frac{N_d}{ab} - \frac{6M_d}{a^2b} \quad (7-8c)$$

Điều kiện kiểm tra là: $p \leq R_d$; $p_{\max} \leq k_d R_d$, $p_{\min} \geq 0$.

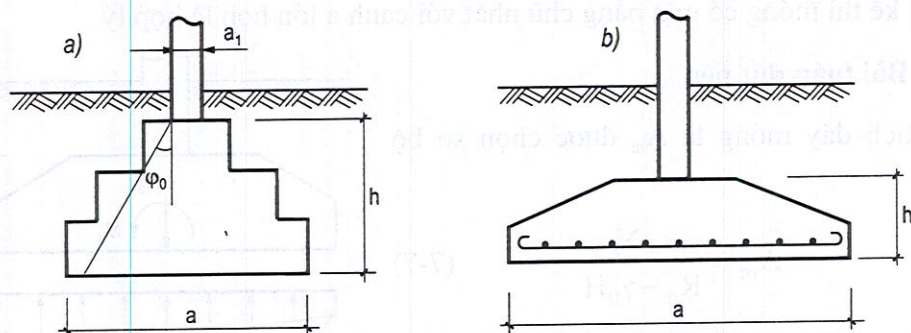
k_d - hệ số, nếu trong giá trị M_d , N_d chưa kể đến tải trọng gió lấy $k_d = 1$; nếu có kể tải trọng gió lấy $k_d = 1,2$.

Móng đơn dưới tường cũng được tính toán như trên trong đó N_d , M_d tính cho mỗi dải tường đúng có $b = 1\text{m}$, đáy móng A_m được xác định với $b = 1\text{m}$.

Tính toán lún cho móng đơn là bài toán cơ bản trong môn cơ học đất.

7.3.2. Bài toán kết cấu

Với móng cứng (xây gạch, đá) đó là việc xác định chiều cao móng h để bảo đảm điều kiện truyền lực từ chân cột, chân tường vào đất. Góc truyền lực φ_0 (hình 7.7a) được chọn trong khoảng $30^\circ \div 45^\circ$ tùy thuộc vào vật liệu làm móng.

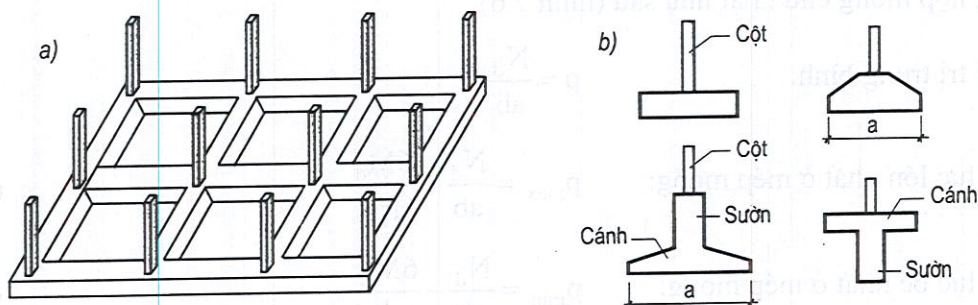


Hình 7.7. Kích thước, cốt thép của móng đơn

Với móng mềm bằng bê tông cốt thép, do phản lực đất mà móng chịu cắt và chịu uốn từ dưới lên. Chiều cao móng được tính toán hoặc kiểm tra từ điều kiện chịu cắt, cốt thép trong móng từ điều kiện chịu uốn. Việc tính toán này theo các quy tắc của kết cấu bê tông cốt thép (hình 7.7b). Phản áp lực đất được xác định theo nội lực tính toán N_l , M_l , không kể đến trọng lượng bản thân của đất và móng (xem phần tham khảo G4).

7.4. MÓNG BĂNG DƯỚI HÀNG CỘT

7.4.1. Hình thức móng băng



Hình 7.8. a) Móng băng giao nhau; b) Các dạng mặt cắt ngang

Trên mặt bằng, móng băng có thể đặt theo một phương ngang (hình 7.4b) theo một phương dọc hoặc theo cả hai phương giao nhau (hình 7.8a). Mặt cắt ngang thân móng

có thể có các dạng như trên hình 7.8b, trong đó dạng chữ T ngược ($\perp$) cánh ở bên dưới là phổ biến hơn cả. Dạng chữ T thuận, cánh ở trên chỉ nên làm trong trường hợp đất sét dẻo cứng hoặc cứng, có thể dùng thành của đất làm khuôn để đổ bê tông. Dạng tiết diện chữ nhật hoặc hình thang thì công đơn giản nhưng sử dụng vật liệu không hợp lý, chỉ nên dùng khi khoảng cách giữa các cột tương đối bé.

7.4.2. Mặt bằng đáy móng

Trường hợp dùng móng băng chỉ theo một phương, diện tích đáy của mỗi băng là A_m được xác định theo công thức (7-9) tương tự như công thức (7-7):

$$A_m = \frac{\alpha_m \sum N_c}{R_d - \gamma_0 H} \quad (7-9)$$

$\sum N_c$ - tổng lực nén tiêu chuẩn ở trên cùng một băng;

α_m - hệ số xét đến ảnh hưởng của mômen uốn ở chân cột và ảnh hưởng của độ cứng móng băng đến sự phân bố áp lực đất dưới móng. Có thể lấy: $\alpha = 1,1 \div 1,2$, khi các ảnh hưởng trên là bé, lấy: $\alpha = 1,3 \div 1,4$ khi ảnh hưởng là lớn.

Từ giá trị A_m tính ra bề rộng đáy móng a .

Trường hợp móng băng giao nhau, đặt S_m là diện tích mặt bằng toàn bộ đáy móng, xác định theo công thức (7-10):

$$S_m = \frac{\alpha_m G_{ct}}{R_d - \gamma_0 H} \quad (7-10)$$

G_{ct} - tổng tải trọng đứng của toàn bộ công trình (chưa kể móng), có thể xác định theo công thức (7-3b) với q_i là các tải trọng tiêu chuẩn;

α_m - hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng gió gây uốn tổng thể cho nhà cũng như ảnh hưởng của độ cứng móng băng đến sự phân bố áp lực đất dưới móng, lấy $\alpha_m = 1,1 \div 1,4$.

Có được S_m , tiến hành chọn bề rộng của các băng a_i và tính lại S_m theo số liệu hình học:

$$S_m = \sum a_i l_i \quad (7-11)$$

l_i - chiều dài đoạn băng có bề rộng a_i .

Giá trị S_m tính theo (7-11) không nhỏ thua S_m theo (7-10).

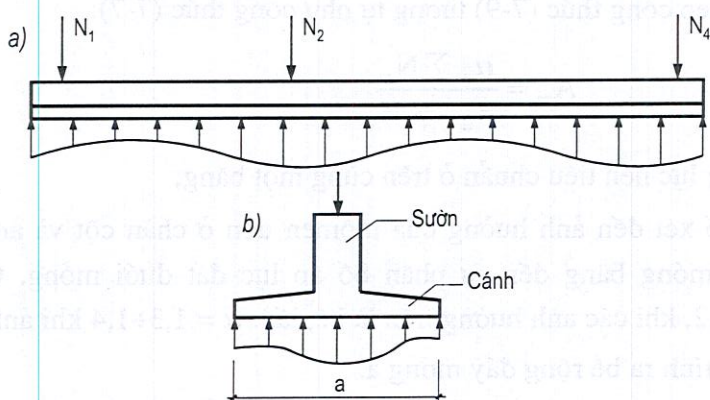
Chọn bề rộng a_i của các băng có thể giống nhau hoặc khác nhau tùy theo sự phân tích của người thiết kế, làm sao để các băng đều làm việc có hiệu quả.

Một vấn đề cần hết sức quan tâm khi dùng hệ móng băng giao nhau là xem xét khả năng lún đều (hoặc lún lệch) của ngôi nhà. Với nền đất tương đối đều đặn, để bảo đảm khả năng lún đều thì đường thẳng đứng đi qua hợp lực G_{ct} của toàn bộ công trình cần phải chạm sát hoặc rất gần với trọng tâm hình học O của diện tích đáy móng. Xác định

vị trí G_{ct} theo nguyên tắc hợp các lực đứng song song. Xác định vị trí trọng tâm O bằng cách tính mômen tĩnh của các diện tích đối với một trục nào đó (xem tham khảo G5).

7.4.3. Phản áp lực đất

Xác định phản áp lực đất lên đáy móng băng thuộc bài toán dầm trên nền đàn hồi. Xét móng chịu những lực tập trung đặt ở chân cột $N_1, N_2, \dots$. Phản áp lực đất dọc theo thân móng phân bố theo một đường cong nào đó, có giá trị lớn ở ngay dưới cột và giảm dần ở giữa các cột (hình 7.9a).



Hình 7.9. Phản áp lực đất dưới móng băng

Theo phương ngang sự phân bố phản áp lực cũng không đều, lớn nhất ở dưới sườn, giảm dần ở phần cánh (hình 7.9b). Mức độ phân bố không đều theo phương dọc phụ thuộc vào độ cứng của thân móng. Móng càng cứng thì đường cong chuyển dần thành đường thẳng. Sự phân bố theo phương ngang phụ thuộc độ cứng của phần cánh.

Trong tính toán thực hành có thể xem phản áp lực đất là phân bố đều theo cả hai phương trong từng đoạn móng. Để bảo đảm an toàn cần dùng các hệ số điều chỉnh.

7.4.4. Bài toán đất nền

Kiểm tra sự chịu lực của đất nền theo hai điều kiện: kiểm tra áp lực lên đất và tính toán, kiểm tra độ lún.

Gọi $p_{\max}$ là áp lực lớn nhất của móng lên đất thì điều kiện kiểm tra là:

$$p_{\max} \leq k_d R_d$$

$p_{\max}$ - được xác định theo tải trọng tiêu chuẩn và kể cả trọng lượng bản thân móng;

k_d - hệ số, lấy $k_d = 1$ khi không kể tác dụng của gió, $k_d = 1,2$ khi có kể đến gió.

7.4.5. Bài toán kết cấu

Tính toán kết cấu móng băng bao gồm các việc:

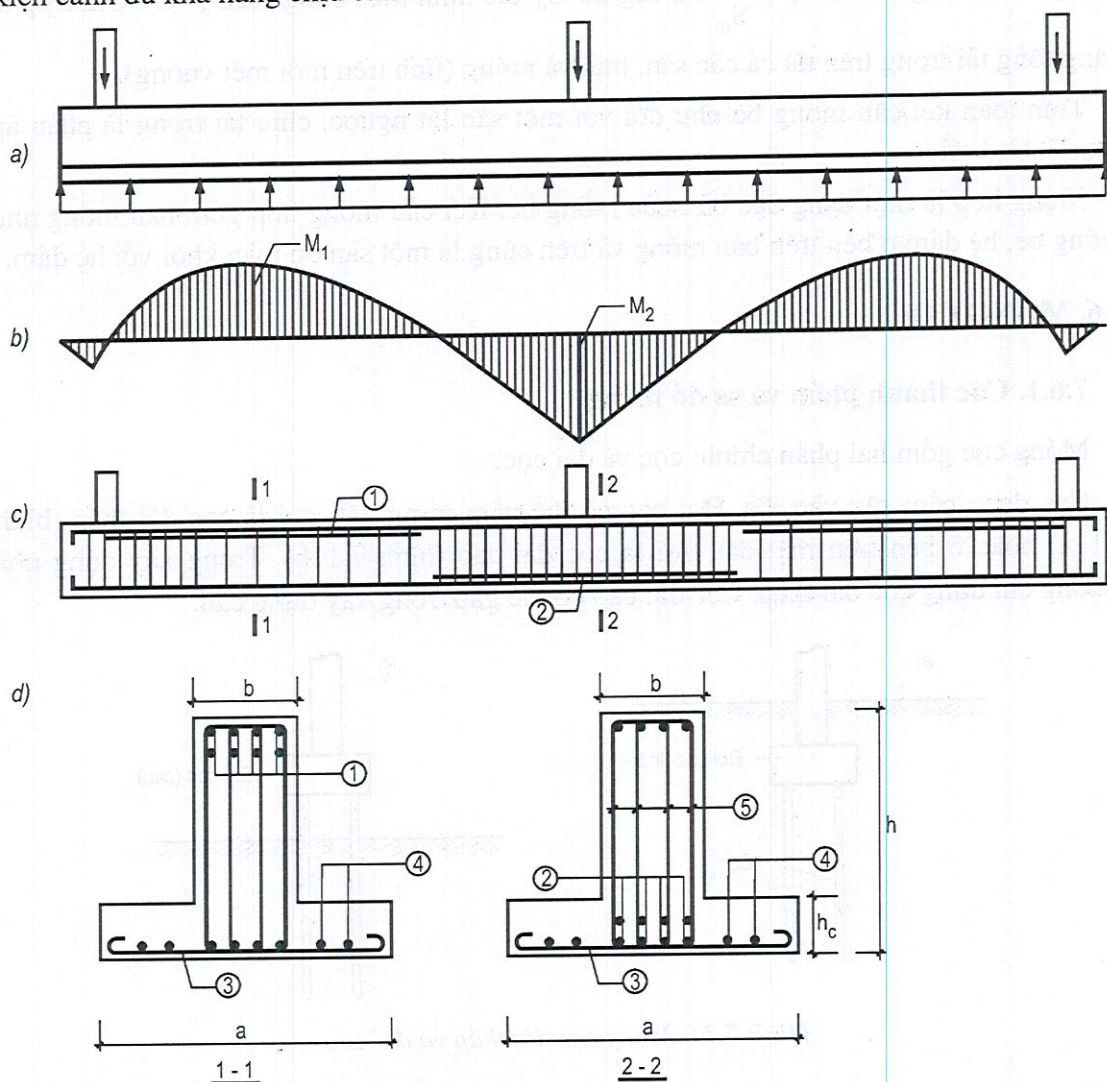
- Chọn chiều dày cánh h_c , bề rộng và chiều cao sườn b, h .

- Xác định cốt thép chịu lực đặt trong cánh.
- Xác định cốt thép dọc và cốt thép đai trong sườn.

Việc tính toán được tiến hành theo các nguyên tắc của kết cấu bê tông cốt thép, xem mỗi băng móng như một dầm lật ngược, chịu tải trọng là phản áp lực đất hướng từ dưới lên (hình 7.10a).

Theo phương dọc mỗi băng, biểu đồ mômen uốn thể hiện trên hình 7.10b. Các cốt thép dọc số ① được tính toán để chịu mômen M_1 , cốt dọc số ② chịu M_2 . Cốt thép đai số ⑤ để chịu lực cắt (hình 7.10c, d).

Theo phương ngang cốt thép số ③ dùng để chịu mômen uốn trong cánh. Lúc này xem cánh như bản côngxôn ngàm vào sườn. Chiều dày của cánh h được chọn theo điều kiện cánh đủ khả năng chịu cắt.



Hình 7.10. Cấu tạo móng băng

Cốt thép dọc số ④ đặt trong cánh chủ yếu là cấu tạo để liên kết với cốt thép số ③. Cũng có thể dùng một phần hoặc toàn bộ cốt số ④ tham gia chịu mômen M_2 cùng với cốt số ②. Trường hợp chiều cao h khá lớn, trong sườn còn cần đặt thêm cốt thép dọc cấu tạo vào khoảng giữa chiều cao.

7.5. MÓNG BÈ

Móng bè gồm một bản bao phủ toàn bộ mặt nền của công trình. Chân cột hoặc tường có thể đặt trực tiếp lên bản móng hoặc làm hệ dầm trên bản móng rồi đặt cột lên các dầm đó.

Phản áp lực đất lên mặt dưới móng bè được xác định theo bài toán bản trên nền đàn hồi, giá trị trung bình là $p = \frac{G_d}{S_m}$, trong đó G_d xác định theo công thức (7-2). Giá trị p là bằng tổng tải trọng trên tất cả các sàn, mái và móng (tính trên mỗi mét vuông).

Tính toán kết cấu móng bè như đối với một sàn lật ngược, chịu tải trọng là phản áp lực đất từ dưới lên.

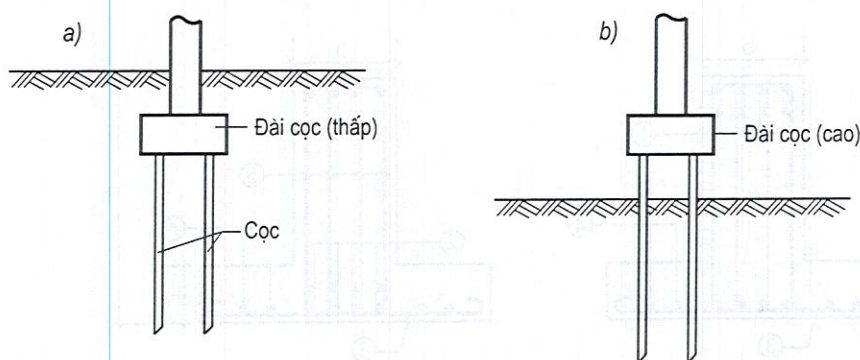
Móng hộp là một dạng đặc biệt của móng bè. Kết cấu móng hộp gồm bản móng như móng bè, hệ dầm ở bên trên bản móng và trên cùng là một sàn đổ toàn khối với hệ dầm.

7.6. MÓNG CỌC

7.6.1. Các thành phần và sơ đồ móng

Móng cọc gồm hai phần chính: cọc và đài cọc.

Cọc được cắm sâu vào đất. Đài cọc có thể nằm trong đất, gọi là cọc đài thấp (hình 7.11a) hoặc ở bên trên mặt đất, gọi là cọc đài cao (hình 7.11b). Trong xây dựng nhà thường chỉ dùng cọc đài thấp. Cọc đài cao có thể gặp trong xây dựng cầu.



Hình 7.11. Móng cọc đài thấp và đài cao

Tùy theo tương quan giữa kết cấu ngôi nhà và tình hình địa chất mà có thể làm đài cọc (hoặc móng cọc) thành các dạng:

- Đài cọc đơn, dưới mỗi chân cột làm một đài riêng.
- Đài cọc băng, được làm liên tục dưới hàng cột, cọc được bố trí dọc theo băng.
- Đài cọc bè, đài được phủ khắp bề mặt đất nền, cọc được phân bố ra trên diện rộng.

7.6.2. Bài toán đất nền

Nội dung công việc gồm:

- Chọn giải pháp thi công: cọc đóng, cọc ép hoặc cọc nhồi.
- Chọn chiều dài cọc, kích thước tiết diện, từ đó xác định khả năng chịu tải của mỗi cọc P_c .
- Xác định số lượng và bố trí cọc.
- Tính toán, kiểm tra về lún.

7.6.2.1. Giải pháp thi công

Cọc đóng hoặc ép có khả năng chịu tải P_c bị hạn chế bởi phương tiện thi công (thường P_c bằng vài trăm đến trên một ngàn kN). Vì vậy chỉ có thể dùng khi nội lực ở chân cột không quá lớn.

Cọc khoan nhồi có khả năng chịu tải khá lớn (P_c bằng vài ngàn đến hàng vạn kN), thường được dùng cho công trình tải trọng lớn.

7.6.2.2. Chiều dài cọc

Chọn chiều dài cọc phải dựa vào mặt cắt địa chất và sức chịu tải dự kiến của mỗi cọc. Từ mặt cắt địa chất dự kiến các lớp đất có thể đặt mũi cọc, các lớp này ở những độ sâu khác nhau. Lại dựa vào P_c dự kiến (trong một khoảng nào đó) để chọn ra lớp đất cần thiết. Với cọc đóng hoặc ép, giá trị dự kiến của P_c không lớn, có thể chọn lớp đất đặt mũi cọc không quá sâu. Với cọc khoan nhồi, dự kiến P_c lớn, cần chọn lớp đất khá tốt để đặt mũi cọc, lớp này thường ở sâu hơn.

Sau khi chọn lớp đất cần thiết còn phải chọn đoạn dài của cọc cắm vào lớp đất đó, đoạn này có thể thay đổi trong một phạm vi nào đấy. Tùy theo độ sâu của lớp đất và đoạn dài vừa nói, tìm ra chiều dài l của cọc.

Có một số phương án khác nhau về chiều dài. Để chọn được chiều dài cọc hợp lý cần tính toán và so sánh các phương án. Đó là một việc làm cần thiết và quan trọng nhằm đạt được kết cấu móng có hiệu quả cao.

7.6.2.3. Kích thước tiết diện

Cọc đóng và ép được chế tạo sẵn, thường có tiết diện vuông cạnh a_c hoặc tiết diện vòng khuyên đường kính ngoài d . Gọi độ mảnh của cọc $\lambda = \frac{l}{a_c}$ hoặc $\frac{l}{d}$. Chọn a_c và d

theo điều kiện hạn chế $\lambda \leq 80$. Trong một vài trường hợp đặc biệt có thể tăng λ đến 100.

Khi chọn kích thước cọc cũng nên xem xét các phương án khác nhau. Với cọc kích thước lớn số lượng cọc sẽ ít và ngược lại. Cần so sánh các phương án để chọn được kích thước hợp lý.

Cọc khoan nhồi có tiết diện tròn, đường kính d phụ thuộc thiết bị khoan, thường vào khoảng 800÷1500mm.

7.6.2.4. Khả năng chịu tải của cọc

Khả năng chịu tải theo đất nền P_c được tính như sau:

$$P_c = P_{cm} + P_{ms} \quad (7-12)$$

P_{cm} - khả năng chống mũi:

$$P_{cm} = \theta_1 q_m A \quad (7-14)$$

A - diện tích tiết diện cọc (m^2);

q_m - sức chống mũi cọc (kN/m^2), được xác định theo biểu đồ xuyên hoặc theo các số liệu thí nghiệm về đất;

θ_1 - hệ số độ tin cậy ($\theta_1 = 0,4 \div 0,6$).

P_{ms} - lực ma sát giữa mặt bên cọc với các lớp đất. Để xác định P_{ms} cần chia đất thành các lớp có chiều dày l_j , trong phạm vi đó có lực ma sát đơn vị là p_{msj} không đổi.

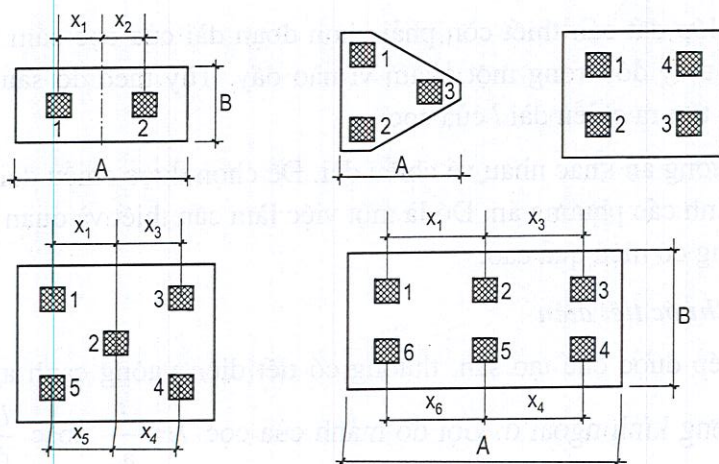
$$P_{ms} = \theta_2 U \sum l_j p_{msj} \quad (7-15)$$

U - chu vi tiết diện cọc;

θ_2 - hệ số độ tin cậy.

Với cọc chống, mũi cọc đặt vào lớp đá hoặc đất rất cứng, có thể bỏ qua P_{ms} .

7.6.2.5. Số lượng cọc



Hình 7.12. Bố trí cọc trên mặt bằng đài cọc

Xét trường hợp móng cọc đơn dưới cột, sơ bộ chọn diện tích đài móng A_m , xác định lực truyền vào đất N_d theo công thức (7-1a). Số lượng cọc trong mỗi móng đơn là:

$$n = \frac{\alpha_c N_d}{P_c} \quad (7-16)$$

α_c - hệ số xét đến ảnh hưởng của mômen uốn. Khi ảnh hưởng này là bé, lấy $\alpha_c = 1,1 \div 1,2$; khi ảnh hưởng là lớn lấy: $\alpha_c = 1,3 \div 1,4$.

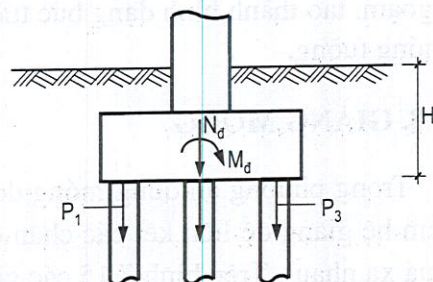
Có được số cọc, tiến hành bố trí cọc trên mặt bằng và xác định kích thước $A \times B$ của đài cọc (hình 7.12).

7.6.2.6. Kiểm tra sức chịu tải của cọc

Từ N_d , M_d ở công thức (7-1) xác định được lực truyền vào mỗi cọc P_k (k - số thứ tự cọc).

$$P_k = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_d x_k}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

(7-17)



Hình 7.13. Sơ đồ tính P_k

Lực tác dụng vào cọc thứ k là P_{kc} :

$$P_{kc} = P_k + G_c$$

G_c - trọng lượng bản thân của cọc.

Điều kiện kiểm tra sức chịu tải của cọc là:

$$P_{kc} \leq k_d P_c \quad (7-18)$$

k_d - hệ số, lấy $k_d = 1 \div 1,2$ tùy trường hợp tính toán.

g) Kiểm tra độ lún

Độ lún của móng cọc được tính toán bắt đầu từ lớp đất ở mũi cọc trở xuống. Đem thay thế đài và các cọc bằng khối móng quy ước, tính toán lún cho khối móng đó.

7.6.3. Bài toán kết cấu

Nội dung gồm có:

- Kiểm tra khả năng chịu lực của cọc theo vật liệu làm cọc trong điều kiện làm việc bình thường. Riêng với cọc đóng hoặc ép thì còn cần kiểm tra trong quá trình chuyên chở, thi công.

- Tính toán, kiểm tra chiều dày của đài cọc theo khả năng chống cắt.

- Tính toán, kiểm tra cốt thép trong đài theo khả năng chống uốn.

Để tính toán đài cọc, xem đài là một cấu kiện có gối tựa là cột (hoặc tường), chịu các lực tập trung hướng từ dưới lên là P_{ok} . Các lực này được xác định theo giá trị nội lực tính toán N_l , M_l (không kể đến trọng lượng bản thân đài và đất đắp).

$$P_{ok} = \frac{N_t}{n} \pm \frac{M_t x_k}{\sum x_i^2}$$

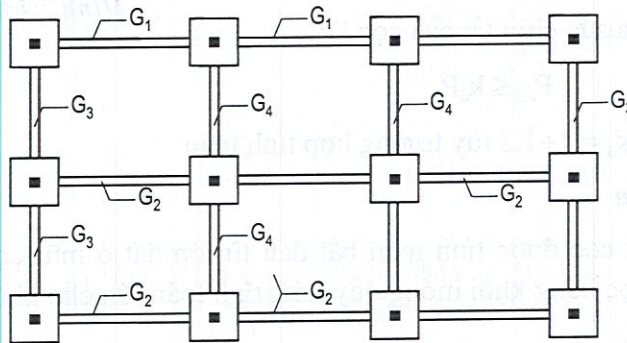
Với các lực P_{oi} ($i = 1, 2... n$) tính ra mômen uốn và lực cắt trong đài để từ đó xác định cốt thép và kiểm tra chiều dày h của đài.

7.7. MÓNG TƯỜNG

Móng tường là một dạng đặc biệt của móng cọc nhồi, còn có tên gọi khác là móng barét (phiên âm từ tiếng Pháp barette). Móng có dạng một bức tường cắm trong đất, được đổ bê tông tại chỗ. Để làm hố móng người ta dùng thiết bị đào đất chuyên dụng dạng gầu ngoạm, tạo thành hình dạng bức tường trong đất. Đổ bê tông vào hố móng đó để có được móng tường.

7.8. GIÀNG MÓNG

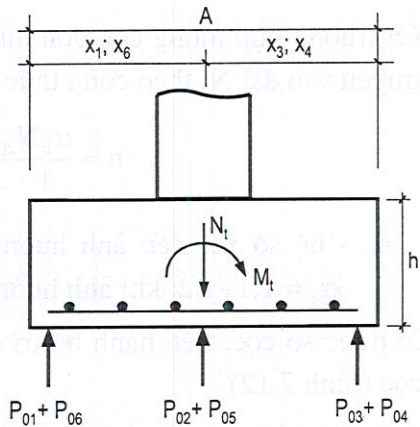
Trong phương án dùng móng đơn dưới cột (móng nông hoặc móng cọc), thường cần làm hệ giằng để liên kết các chân cột theo các phương (trừ trường hợp khi các chân cột quá xa nhau). Trên hình 7.15 các giằng móng được ký hiệu bằng các chữ $G_1, G_2...$



Hình 7.15. Mặt bằng móng đơn và giằng móng

Giằng móng thường có tác dụng sau:

- Chịu một phần mômen từ chân cột truyền vào, làm giảm mômen truyền vào móng.
- Giữ vị trí chân cột trong mặt phẳng ngang, đề phòng các dịch chuyển của chân cột khi có biến động trong đất (động đất chẳng hạn...).
- Tăng độ cứng của khung (cùng với các dầm khung, cột) làm giảm độ lún lệch các chân cột.
- Giằng móng trực tiếp đỡ các tường ở tầng dưới cùng và truyền vào cho móng (không cần làm móng tường).



Hình 7.14. Sơ đồ tính toán đài với 6 cọc

Tùy theo ý đồ thiết kế để giằng móng làm nhiệm vụ nào là chủ yếu mà có cách tính toán, cấu tạo khác nhau.

7.9. GIA CỐ NỀN ĐẤT YẾU

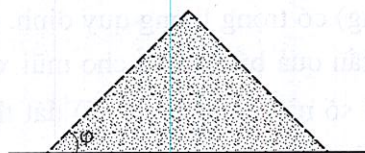
Trường hợp lớp đất yếu ở ngay trên bề mặt với độ dày không lớn (khoảng từ 1÷3m) mà không thể đặt trực tiếp móng nông lên nó thì có thể gia cố để tăng trị số R_d và do đó có thể đặt móng lên đất đã gia cố. Tùy theo tình trạng của lớp đất yếu mà có thể chọn các phương án sau:

1. Vét bỏ lớp đất yếu, thay bằng đệm cát hoặc bằng loại đất khác có thể đầm nén chặt.
2. Làm chặt đất bằng cọc vật liệu rời (cát, sỏi, cát trộn xi măng...). Dùng vật thể dạng cọc đóng hoặc ép vào trong đất rồi rút ra để tạo lỗ. Nhồi vật liệu rời vào lỗ tạo thành cọc.
3. Dùng cọc tre hoặc gỗ. Ở miền Bắc thường dùng tre tươi, ở miền Nam dùng gỗ tràm. Đóng hoặc ép cọc vào đất với mật độ khoảng 16÷25 cọc/mét vuông, chiều dài cọc từ 1,5÷3 mét tùy thuộc chiều dày lớp đất cần gia cố. Điều kiện để dùng cọc tre là đất dưới móng luôn ở trong trạng thái ẩm ướt để giữ cho tre khỏi bị mục.

PHẦN THAM KHẢO G

G1. Trị số φ và C của đất

φ là góc nội ma sát, cũng gọi là góc nghiêng tự nhiên. Đem đổ cát thành đống, tự nhiên sẽ tạo thành khối hình nón.



φ chính là góc lập bởi mặt bên của khối cát và mặt nằm ngang (hình G1).

Hình G1. Góc nghiêng tự nhiên φ

Với đất sét không thể hình dung được góc φ như trên mà phải thí nghiệm để xác định.

C là lực dính của đất được xác định bằng thí nghiệm cắt mẫu đất, làm cho hai phần của mẫu trượt lên nhau. Lấy lực làm cắt trượt mẫu chia cho diện tích bị trượt sẽ được trị số C (đơn vị MPa hoặc kG/cm²). Với đất rời C = 0.

Giá trị φ và C là những chỉ tiêu cơ bản và khá quan trọng của đất, áp lực tiêu chuẩn của đất R_d phụ thuộc chủ yếu vào các giá trị này.

G2. Độ ẩm, độ dẻo, độ nhão, độ sệt của đất dính

Thí nghiệm mẫu đất biết được trọng lượng riêng tự nhiên của nó là γ_m . Đem sấy khô mẫu đất sẽ xác định được trọng lượng riêng của đất khô là γ_k . Phần chênh lệch $\gamma_n = \gamma_m - \gamma_k$ chính là lượng nước đã từng có trong đất. Gọi độ ẩm tự nhiên của đất là:

$$W = \frac{\gamma_n}{\gamma_k} \times 100\%.$$

Bằng cách thay đổi lượng nước ở trong đất để tạo ra các trạng thái dẻo và nhão của đất. Ứng với các trạng thái ấy có độ dẻo W_d và độ nhão W_{nh} . Đó là các độ ẩm W tương ứng với các trạng thái dẻo hoặc nhão.

Đặt: $B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d}$ và gọi là độ sệt của đất.

Khi: $B < 0$ - đất ở trạng thái cứng;

$B > 1$ - trạng thái nhão (đất bùn);

$B = 0 \div 1$ - trạng thái dẻo, trong đó còn có thể phân biệt dẻo cứng, dẻo mềm, dẻo nhão.

Độ sệt của đất dính có ảnh hưởng lớn đến các chỉ tiêu φ và C của đất, do đó ảnh hưởng lớn đến trị số R_d .

Với đất rời, thay cho độ sệt người ta xác định độ chặt của đất và phân biệt các trạng thái toi xốp, chặt vừa, rất chặt...

G3. Chỉ số SPT

Đó là viết tắt các từ tiếng Anh: Standanrd penetration test (thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn). Chỉ số này được xác định trong phương pháp xuyên động. Thả một quả búa (vật nặng) có trọng lượng quy định, rơi tự do từ một độ cao quy định xuống cần xuyên. Đếm số lần quả búa rơi để cho mũi xuyên đi sâu vào trong đất được 30cm. Đó là chỉ số SPT. Chỉ số này càng bé ($1 \div 5$) đất thuộc dạng bùn, nhão. Chỉ số này càng lớn (trên 20) đất thuộc loại cứng, chặt.

Công thức thực nghiệm sau đây cho liên hệ giữa R_d và chỉ số SPT:

$$R_d = \frac{\text{chỉ số SPT}}{k} \quad (\text{đơn vị kG/cm}^2)$$

k lấy trong khoảng $6 \div 10$ tùy thuộc loại đất.

Chỉ số SPT được dùng rộng rãi trong các tài liệu và tiêu chuẩn của Mỹ để thiết kế móng cọc.

G4. Thí dụ tính toán móng đơn

Tính toán móng đơn dưới cột theo các số liệu sau:

Độ sâu đặt móng $H = 1\text{m}$; Tiết diện chân cột $b \times h = 300 \times 550\text{mm}$.

Nội lực tính toán ở chân cột do khung truyền vào có kể tải trọng gió gồm $N = 1400\text{kN}$; $M = 168\text{kNm}$; $Q = 12\text{kN}$. Ngoài ra còn có các bức tường ở tầng dưới cùng xây trên các giằng móng và truyền vào cho móng một lực nén có giá trị tính toán là $N_p = 120\text{kN}$. Áp lực tiêu chuẩn của đất $R_d = 0,34\text{MPa}$ (340kN/m^2).

1. Số liệu về lực

Lấy hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$. Giá trị tiêu chuẩn của nội lực ở mặt trên móng:

$$N_c = \frac{N + N_p}{n} = \frac{1400 + 120}{1,15} = 1322 \text{ kN}$$

$$M_c = \frac{168}{1,15} = 146 \text{ kNm};$$

$$Q_c = \frac{12}{1,15} = 10,4 \text{ kN}.$$

2. Bài toán đất nền

Sơ bộ tính diện tích đế móng theo công thức (7-7) với hệ số $\alpha_m = 1,1$.

$$A_m = \frac{\alpha_m N_c}{R_d - \gamma_0 H} = \frac{1,1 \times 1322}{340 - 20 \times 1} = 4,57 \text{ m}^2$$

Chọn kích thước đáy móng: $a \times b = 2,6 \times 1,8 = 4,68 \text{ m}^2 = A_m$.

Chọn sơ bộ chiều dày móng: $h = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{4} \right) a$. Chọn $h = 0,5 \text{ m}$.

Lực truyền vào đất (theo công thức 7-1):

$$N_d = N_c + \gamma_0 A_m H = 1322 + 20 \times 4,68 \times 1 = 1416 \text{ kN}$$

$$M_d = M_c + Q_c h = 146 + 10,4 \times 0,5 = 151,2 \text{ kNm}.$$

Tính áp lực lên đất nền theo công thức (7-8) và kiểm tra.

$$p = \frac{N_d}{ab} = \frac{1416}{2,6 \times 1,8} = 302 \text{ kN/m}^2 < R_d = 340.$$

$$p_{\max} = \frac{N_d}{ab} + \frac{6M_d}{a^2 b} = 302 + \frac{6 \times 151,2}{2,6^2 \times 1,8} = 376 \text{ kN/m}^2.$$

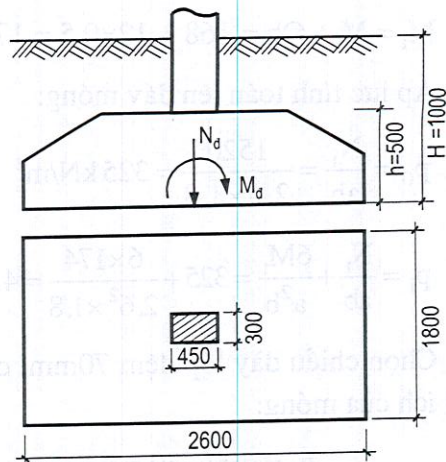
Trong nội lực đã kể đến gió, vậy có thể lấy $k_d = 1,2$.

Thỏa mãn điều kiện: $p_{\max} = 376 < k_d \cdot R_d = 1,2 \times 340 = 408$.

$$p_{\min} = \frac{N}{ab} - \frac{6M_d}{a^2 b} = 302 - \frac{6 \times 151,2}{2,6^2 \times 1,8} = 228 > 0$$

3. Bài toán kết cấu

Lực truyền vào kết cấu móng lấy bằng trị số tính toán và không kể đến trọng lượng móng:



Hình G2. Mặt bằng đáy móng

- Theo phương cạnh ngắn: $C_2 = 0,2 (1800 - 300) = 750\text{mm} = 0,75\text{m}$.

$$M_2 = \frac{p_0 a C_2^2}{2} = \frac{325 \times 2,6 \times 0,75^2}{2} = 237,6\text{kNm}$$

Chiều cao có ích: $h_{02} = h_0 - \frac{\phi}{2} = 430 - \frac{16}{2} = 422\text{mm}$

Cốt thép: $A_{s2} = \frac{M_2}{0,9 R_s h_{02}} = \frac{237,6 \times 1000000}{0,9 \times 280 \times 422} = 2237\text{mm}^2$

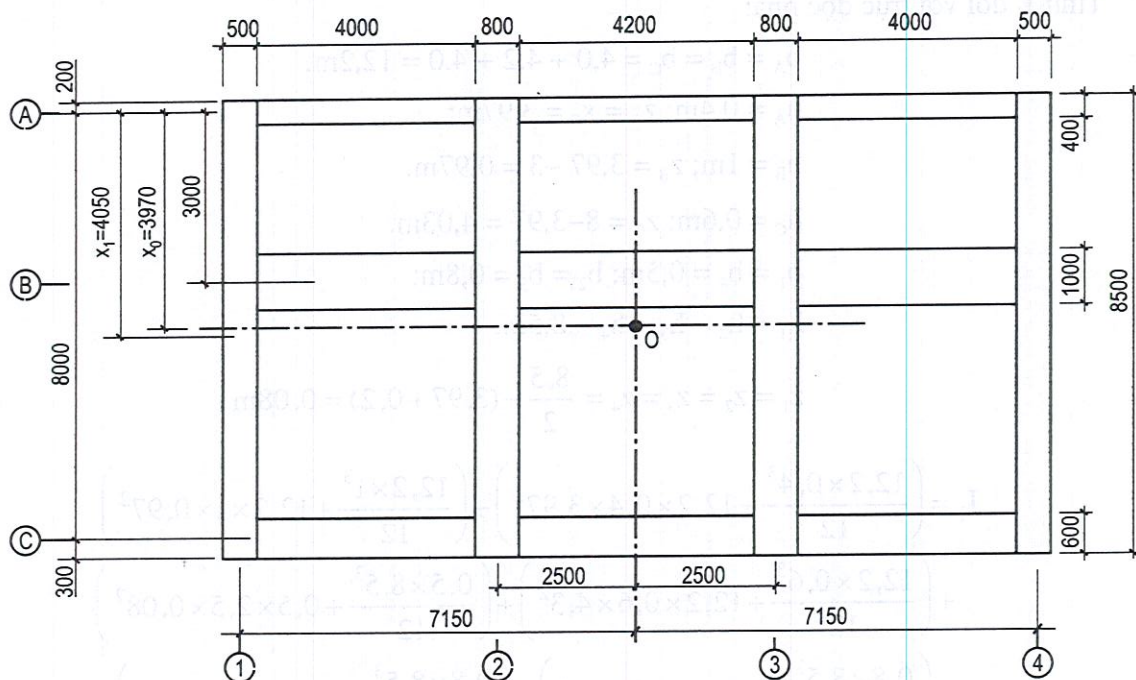
Chọn $12\phi 16$.

G5. Đặc trưng hình học của mặt bằng móng băng giao nhau

Cho mặt bằng móng băng giao nhau như trên hình G4. Tính diện tích đáy móng, tìm vị trí trọng tâm, xác định mômen quán tính của diện tích đáy móng.

Để tính diện tích đáy móng đem chia móng ra các đoạn như trên hình vẽ. Diện tích đáy móng S_m theo (7-11):

$$S_m = \sum a_i l_i = 0,5 + 0,8 + 0,8 + 0,5) 8,5 + (0,4 + 1 + 0,6) (4 + 4,2 + 4) = 46,5\text{m}^2$$



Hình G4. Mặt bằng móng theo thí dụ G5.

- Tìm vị trí trọng tâm: Gọi O là trọng tâm. Nhận xét thấy mặt bằng móng là đối xứng theo phương dọc, do đó O sẽ ở vào chính giữa trục ② và ③. Theo phương ngang (trục A, B, C) móng không đối xứng. Lấy trục A làm chuẩn để tính toán. Đặt x_i là khoảng cách từ trọng tâm các đoạn móng đến trục A.

Có: $x_A = 0$; $x_B = 3000\text{mm} = 3\text{m}$; $x_C = 8\text{m}$.

$$x_1 = x_2 = x_3 = x_4 = \frac{8500}{2} - 200 = 4050\text{mm}.$$

Vị trí trọng tâm được xác định bằng tọa độ x_0 .

$$\begin{aligned} x_0 &= \frac{\sum a_i l_i x_i}{S_m} = \\ &= \frac{1}{46,5} [(0,5 + 0,8 + 0,8 + 0,5)8,5 \times 4,05 + 1(4 + 4,2 + 4)3 + 0,6(4 + 4,2 + 4)8] \\ &= 3,97\text{m} = 3970\text{mm}. \end{aligned}$$

Tính mômen quán tính đối với trục qua trọng tâm O.

Gọi kích thước các hình chữ nhật thành phần là b, h và khoảng cách từ trọng tâm của hình đó đến trục tính toán là z (h và x cùng phương).

$$J = \sum \left(\frac{bh^3}{12} + bhz^2 \right)$$

Tính J_1 đối với trục dọc nhà:

$$b_A = b_B = b_C = 4,0 + 4,2 + 4,0 = 12,2\text{m}.$$

$$h_A = 0,4\text{m}; z_A = x_0 = 3,97\text{m};$$

$$h_B = 1\text{m}; z_B = 3,97 - 3 = 0,97\text{m}.$$

$$h_C = 0,6\text{m}; z_C = 8 - 3,97 = 4,03\text{m}.$$

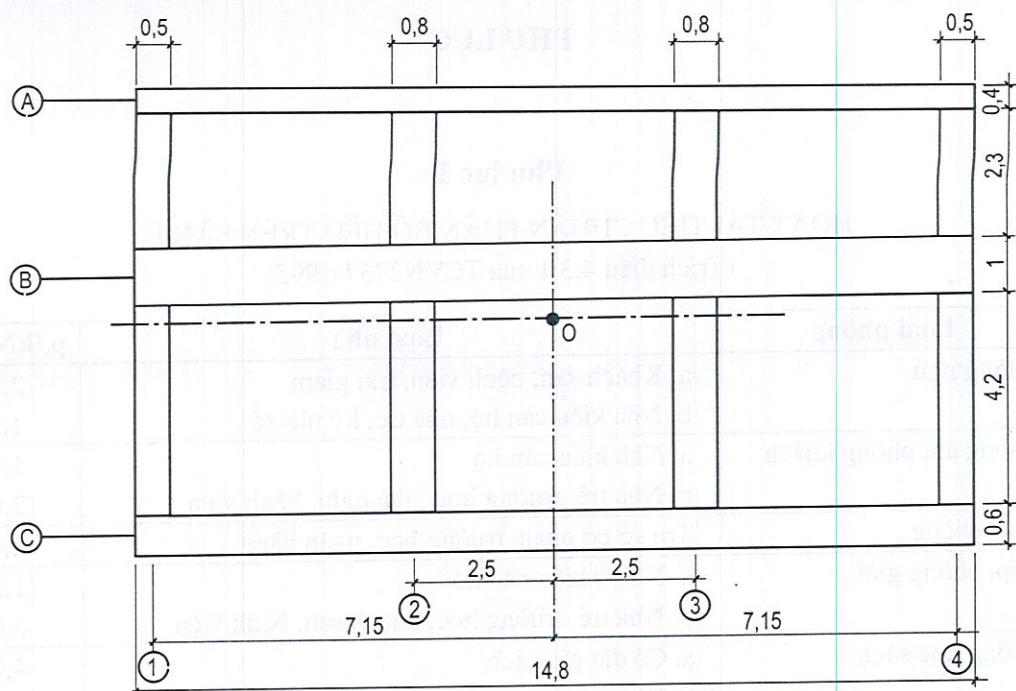
$$b_1 = b_4 = 0,5\text{m}; b_2 = b_3 = 0,8\text{m};$$

$$h_1 = h_2 = h_3 = h_4 = 8,5\text{m}.$$

$$z_1 = z_2 = z_3 = z_4 = \frac{8,5}{2} - (3,97 + 0,2) = 0,08\text{m}$$

$$\begin{aligned} J_1 &= \left(\frac{12,2 \times 0,4^3}{12} + 12,2 \times 0,4 \times 3,97^2 \right) + \left(\frac{12,2 \times 1^3}{12} + 12,2 \times 1 \times 0,97^2 \right) \\ &+ \left(\frac{12,2 \times 0,6^3}{12} + 12,2 \times 0,6 \times 4,3^2 \right) + \left(\frac{0,5 \times 8,5^3}{12} + 0,5 \times 2,5 \times 0,08^2 \right) \\ &+ \left(\frac{0,8 \times 8,5^3}{12} + 0,8 \times 8,5 \times 0,08^2 \right) + \left(\frac{0,8 \times 8,5^3}{12} + 0,8 \times 8,5 \times 0,08^2 \right) \\ &+ \left(\frac{0,5 \times 8,5^3}{12} + 0,5 \times 8,5 \times 0,08^2 \right) = 341\text{m}^4 \end{aligned}$$

Tính J_2 đối với trục ngang nhà. Lúc này để thuận tiện cho việc tính toán, đem chia mặt bằng móng thành các hình chữ nhật như trên hình G5.



Hình G5. Chia mặt bằng móng để tính J_2

$$b_A = 0,4\text{m}; b_B = 1; b_C = 0,6\text{m}; h_A = h_B = h_C = 14,8\text{m}.$$

$$z_A = z_B = z_C = 0.$$

$$b_1 = b_2 = b_3 = b_4 = 2,3 + 4,2 = 6,5\text{m}.$$

$$h_1 = h_4 = 0,5; z_1 = z_4 = 7,15\text{m}.$$

$$h_2 = h_3 = 0,8\text{m}; z_2 = z_3 = 2,5\text{m}.$$

$$J_2 = \left(\frac{0,4 \times 14,8^3}{12} \right) + \left(\frac{1 \times 14,8^3}{12} \right) + \left(\frac{0,6 \times 14,8^3}{12} \right) + \\ + 2 \left(\frac{6,5 \times 0,5^3}{12} + 6,5 \times 0,5 \times 7,15^2 \right) + 2 \left(\frac{6,5 \times 0,8^3}{12} + 6,5 \times 0,8 \times 2,5^2 \right) = 938\text{m}^4$$

PHỤ LỤC

Phụ lục 1

HOẠT TẢI TIÊU CHUẨN PHÂN BỐ ĐỀU TRÊN SÀN P_s
(Trích điều 4.3.1 của TCVN 2737-1995)

Loại phòng	Loại nhà	p_s (kN/m ²)
1. Phòng ngủ	a. Khách sạn, bệnh viện, trại giam b. Nhà kiểu căn hộ, nhà trẻ, ký túc xá	2,0 1,5
2. Phòng ăn, phòng khách	a. Nhà kiểu căn hộ b. Nhà trẻ, trường học, nhà nghỉ, bệnh viện	1,5 2,0
3. Văn phòng	Trụ sở cơ quan, trường học, ngân hàng	2,0
4. Bếp, phòng giặt	a. Nhà ở kiểu căn hộ b. Nhà trẻ, trường học, khách sạn, bệnh viện	1,5 3,0
5. Phòng đọc sách	a. Có đặt giá sách b. Không đặt giá sách	4,0 2,0
6. Nhà hàng	a. Ăn uống, giải khát b. Triển lãm, trưng bày, cửa hàng	3,0 4,0
7. Phòng họp, phòng khán giả	a. Có ghế cố định b. Không có ghế gắn cố định	4,0 5,0
8. Phòng học	Trường học	2,0
9. Sàn nhà ga, bến tàu		4,0
10. Sân khấu		7,5

Hệ số độ tin cậy đối với hoạt tải sàn (điều 4.3.3. TCVN 2737). Khi $p_s < 2,0$ lấy $n = 1,3$; khi $p_s \geq 2$ lấy $n = 1,2$.

Phụ lục 2

HỆ SỐ ĐỘ TIN CẬY ĐỐI VỚI TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN
(Điều 3.2 TCVN 2737 - 1995)

Các kết cấu và đất	n
1. Thép	1,05
2. Bê tông có trọng lượng riêng $\gamma \geq 16 \text{ kN/m}^3$, bê tông cốt thép, gạch đá, gỗ	1,1
3. Bê tông có $\gamma < 16$, các vật liệu ngăn cách, lớp trát:	
a. Thực hiện trong nhà máy	1,2
b. Thực hiện ở công trường	1,3
4. Đất nguyên thổ	1,1
5. Đất đắp	1,15

Phụ lục 3

THÉP CÁN TIẾT DIỆN CHỮ I (Theo tiêu chuẩn TCVN 1655-1975)

h - chiều cao, (mm);

d - chiều dày thân (bụng), mm.

g - trọng lượng 1m dài, (kN/m = 100kG/m).

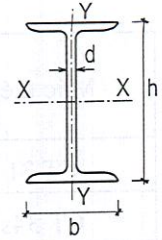
S - mômen tĩnh một nửa tiết diện, (cm³).

b - chiều rộng cánh, (mm).

A - diện tích mặt cắt ngang, cm².

J - mômen quán tính (J_x, J_y), (cm⁴).

i - Bán kính quán tính (i_x, i_y), (cm).



Số hiệu	Kích thước, mm			A, cm ²	g, kN/m	Đại lượng tra cứu cho trục					
	h	b	d			Trục ngang X - X				Trục đứng Y-Y	
						J _x , cm ⁴	W _x , cm ³	i _x , cm	S _x , cm ³	J _y , cm ⁴	i _y , cm
10	100	55	4.5	12.0	0.0946	198	39.7	4.06	23.0	17.9	1.22
12	120	64	4.8	14.7	0.1150	350	58.4	4.88	33.7	27.9	1.33
14	140	73	4.9	17.4	0.1370	572	81.7	5.73	46.8	41.9	1.55
16	160	81	5.0	20.2	0.1590	873	109	6.57	62.3	58.6	1.70
18	180	90	5.1	23.4	0.1840	1290	143	7.42	81.4	82.6	1.88
18a	180	100	5.1	25.4	0.199	1430	159	7.51	89.8	114	2.12
20	200	100	5.2	26.8	0.210	1840	184	8.28	104	115	2.07
20a	200	110	5.2	28.9	0.227	2030	203	8.37	114	155	2.32
22	220	110	5.4	30.6	0.240	2550	232	9.13	131	157	2.27
22a	220	120	5.4	32.8	0.258	2790	254	9.22	143	206	2.50
24	240	115	5.6	34.8	0.273	3460	289	9.97	163	198	2.37
24a	240	125	5.6	37.5	0.294	3800	317	10.1	178	206	2.63
27	270	125	6.0	40.2	0.315	5010	371	11.2	210	260	2.54
27a	270	135	6.0	43.2	0.339	5500	407	11.3	229	337	2.80
30	300	135	6.5	46.5	0.365	7080	472	12.3	268	337	2.69
30a	300	145	6.5	49.9	0.392	7780	518	12.5	292	436	2.96
33	330	140	7.0	53.8	0.422	9840	597	13.5	339	419	2.76
36	360	145	7.5	61.9	0.486	13380	743	14.7	423	516	2.89
40	400	155	8.3	72.6	0.570	19062	953	16.2	545	667	3.03
45	450	160	9.0	84.7	0.665	27696	1231	18.1	708	808	3.09
50	500	170	10.0	100.0	0.785	39727	1589	19.9	919	1043	3.23
55	550	180	11.0	118.0	0.926	55962	2035	21.8	1181	1356	3.39
60	600	190	12.0	138.0	1.08	76806	2560	23.6	1491	1725	3.54

Ghi chú: Đơn vị trọng lượng: 1kN = 100kG.

Quan hệ giữa các đại lượng: $g = 0.00785A$; $W_x = \frac{2J_x}{h}$; $i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}}$; $i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}}$; $W_y = \frac{2J_y}{b}$ (trong bảng

không cho).

Phụ lục 4

MỘT SỐ THÉP CÁC BON DÙNG CHO KẾT CẤU THÉP (Theo tiêu chuẩn TCVN 1765-1975)

Mác thép	Giới hạn bền kéo σ_B (MPa)	Giới hạn chảy σ_T (MPa) ứng với độ dày t - mm		
		t ≤ 20	20 < t ≤ 40	40 < t ≤ 100
CT 31	≥ 310	210	200	190
CT 34s	330÷420	220	210	200
CT 34	340÷440	230	220	210
CT 38s	370÷470	240	230	220
CT 38	380÷490	250	240	230
CT 42s	410÷520	260	250	240
CT 42	420÷540	270	260	250
CT 51	510÷640	290	280	270

Cường độ tính toán: $f = f_y / \gamma_M$.

f_y - giới hạn chảy σ_T với xác suất bảo đảm 95%.

γ_M - hệ số độ tin cậy (hệ số độ an toàn). Với các thép cacbon có $\sigma_T \leq 380\text{MPa}$, lấy $\gamma_M = 1,05$.

Các loại thép khác: $\gamma_M = 1,10$.

Phụ lục 5

CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN VÀ MÔĐUN ĐÀN HỒI CỦA MỘT SỐ BÊTÔNG NẶNG (Theo tiêu chuẩn TCXDVN356-2005)

Chỉ tiêu	Cấp độ bền chịu nén B							
	12.5	15	20	25	30	35	40	45
Cường độ về nén: R_b , MPa	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22	25
Cường độ về kéo: R_{bt} , MPa	0.66	0.75	0.90	1.05	1.20	1.30	1.40	1.48
Môđun đàn hồi E_b (1000MPa)	21.0	23.0	27.0	30.0	32.5	34.5	36.0	37.5

Chú thích: Khi tính toán cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén, nếu bê tông được đổ theo phương đứng cần nhân R_b với hệ số điều kiện làm việc γ_l . Khi cạnh lớn của cột < 300mm lấy $\gamma_l = 0,85$. Khi mỗi lớp đổ bê tông lớn hơn 1,5m, lấy $\gamma_l = 0,85$.

Phụ lục 6

CUỒNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA MỘT SỐ LOẠI CỐT THÉP (Theo tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005)

Nhóm, loại cốt thép	CI, AI	CII, AII	AIII có $\phi = 6 \div 8$	CIII, AIII có $\phi 10 \div 40$	CIV, AIV
Cường độ tính toán R_s (MPa)	225	280	355	365	400
ϕ - đường kính thanh thép, mm					

Phụ lục 7

HỆ SỐ ξ_R ĐỂ TÍNH TOÁN CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP

Cường độ tính toán của cốt thép, R_s	Hệ số ξ_R ứng với cường độ tính toán R_b của bê tông								
	7.5	8.5	11.5	14.5	17	19.5	22	25	
225	0.68	0.67	0.64	0.61	0.59	0.57	0.55	0.52	
280	0.65	0.64	0.62	0.59	0.57	0.55	0.53	0.50	
355÷365	0.62	0.61	0.59	0.56	0.54	0.51	0.49	0.47	
400	0.61	0.60	0.57	0.55	0.52	0.50	0.48	0.46	

Phụ lục 8

BẢNG TRA DIỆN TÍCH VÀ TRỌNG LƯỢNG CỐT THÉP

ϕ , mm	Diện tích tiết diện (mm^2) ứng với số thanh									Trọng lượng 1m (Niuton)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	28	57	85	113	142	170	198	226	255	2.22
8	50	100	151	201	251	302	352	402	453	3.95
10	78	157	236	314	392	471	550	628	707	6.17
12	113	226	339	452	565	678	792	905	1018	8.88
14	154	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	12.08
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	15.78
18	254	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	19.98
20	314	628	942	1256	1571	1885	2199	2514	2827	24.66
22	380	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	29.84
25	491	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	38.53
28	615	1231	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	48.34
30	707	1414	2121	2828	3534	4241	4948	5655	6362	55.49
32	804	1608	2412	3217	4021	4825	5620	6424	7238	63.13
36	1018	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	79.90
40	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	-	-	98.70

Ghi chú: Trọng lượng 1 Niuton = 0,1kG.



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

Phụ lục 9

BẢNG TRA DIỆN TÍCH CỐT THÉP CỦA BẢN

Khoảng cách a, mm	Diện tích (mm ²) trong một dải rộng b = 1m ứng với đường kính cốt thép, mm				
	5	6	8	10	12
70	281	404	719	1121	1615
80	245	354	629	981	1413
90	218	314	559	872	1256
100	196	283	503	785	1131
110	178	257	457	714	1028
120	163	236	419	645	942
130	151	218	387	604	870
140	140	202	359	561	807
150	131	189	335	523	754
160	123	177	314	491	706
170	115	166	296	462	665
180	109	157	279	436	628
190	103	149	265	413	595
200	98	141	250	392	565

Phụ lục 10

HỆ SỐ UỐN DỌC φ CỦA CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỐT THÉP

Tiết diện bất kỳ: $\lambda_0 = l_0/i$	≤ 28	35	48	62	76	90	110	130
Tiết diện tròn: $\lambda = l_0/D$	≤ 7	8.5	12	15.5	19	22.5	28	33
Tiết diện chữ nhật: $\lambda = l_0/C$	≤ 8	10	14	18	22	26	32	38
Hệ số φ	1	0.98	0.93	0.85	0.77	0.68	0.54	0.40

D - đường kính; C - cạnh bé tiết diện chữ nhật;

i - bán kính quán tính của tiết diện: $i = \sqrt{J/A}$ với J là mômen quán tính; A - diện tích tiết diện;

Với tiết diện tròn $i = 1/4D$; tiết diện chữ nhật $i = 0,288C$.

Có thể dùng công thức để tính φ với $28 \leq \lambda_0 \leq 130$:

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288 \lambda_0^2 - 0,0016 \lambda_0$$

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn Đình Cống. *Sàn sườn bê tông toàn khối*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2008
2. Nguyễn Đình Cống. *Tính toán thực hành cấu kiện bê tông cốt thép theo TCXDVN 356-2005*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2007
3. Lý Trần Cường (Chủ biên). *Kết cấu bê tông cốt thép - phần Kết cấu đặc biệt*. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật. Hà Nội, 2005
4. Trịnh Kim Đạm (Chủ biên). *Kết cấu gạch đá và gạch đá cốt thép*. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật. Hà Nội, 2005
5. Phạm Văn Hội (Chủ biên). *Kết cấu thép công trình dân dụng và công nghiệp*. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật. Hà Nội, 1998
6. Lê Thanh Huấn. *Kết cấu chuyên dụng bê tông cốt thép*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2006
7. Đoàn Đình Kiến (Chủ biên). *Kết cấu thép*. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật. Hà Nội, 1998
8. Phan Quang Minh (Chủ biên). *Kết cấu bê tông cốt thép*. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật.
9. Nguyễn Lê Ninh. *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2007
10. Ngô Thế Phong (Chủ biên). *Kết cấu bê tông cốt thép - phần Kết cấu nhà*. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật. Hà Nội, 1996.

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
Chương 1. Đại Cương về kết cấu công trình	
1.1. Các loại kết cấu công trình	5
1.2. Yêu cầu đối với kết cấu	8
1.3. Các loại tải trọng	9
1.4. Các tác động từ môi trường	18
1.5. Chuyển vị, liên kết	20
1.6. Nội lực, ứng suất, biến dạng	25
1.7. Các bước thiết kế kết cấu	30
1.8. Quan hệ giữa thiết kế kiến trúc và kết cấu	32
Phân tham khảo A	33
Chương 2. Kết cấu thép, gỗ	
2.1. Đại cương về kết cấu thép	39
2.2. Vật liệu thép xây dựng	40
2.3. Liên kết	43
2.4. Tính toán cấu kiện cơ bản	47
2.5. Kết cấu dàn thép	52
2.6. Kết cấu gỗ	54
Phân tham khảo B	59
Chương 3. Kết cấu bê tông cốt thép và gạch đá	
3.1. Vật liệu bê tông	65
3.2. Cốt thép	69
3.3. Bê tông cốt thép	70
3.4. Cấu kiện chịu uốn	72
3.5. Cấu kiện chịu nén	79
3.6. Bê tông ứng lực trước	82
3.7. Kết cấu gạch đá	84
3.8. Kết cấu liên hợp	88
Phân tham khảo C	90

Chương 4. Kết cấu sàn

4.1. Đại cương về kết cấu sàn	95
4.2. Sàn sườn toàn khối	95
4.3. Sàn phẳng toàn khối	104
4.4. Sàn lắp ghép	106
4.5. Sàn nửa lắp ghép	109
Phần tham khảo D	111

Chương 5. Kết cấu nhà

5.1. Các loại kết cấu của nhà	118
5.2. Các sơ đồ kết cấu nhà	119
5.3. Kết cấu nhà tấm	124
5.4. Nhà lõi cứng	125
5.5. Nhà khung	128
5.6. Nhà kết hợp	131
5.7. Đặc điểm của nhà cao tầng	135
5.8. Đặc điểm thiết kế nhà chịu động đất	136
5.9. Khe biến dạng	138
Phần tham khảo E	139

Chương 6. Kết cấu mái nhíp lớn

6.1. Đại cương về kết cấu mái nhíp lớn và vỏ mỏng	143
6.2. Mái vỏ mỏng bê tông cốt thép	146
6.3. Mái nhíp lớn bằng thép	154
6.4. Mái dây treo	160
Phần tham khảo F	163

Chương 7. Kết cấu móng

7.1. Số liệu để thiết kế móng	168
7.2. Phương án móng	173
7.3. Móng đơn	177
7.4. Móng băng dưới hàng cột	178
7.5. Móng bè	182
7.6. Móng cọc	182
7.7. Móng tường	186

7.8. Giằng móng	186
7.9. Gia cố nền đất yếu	187
Phân tham khảo G	
Phụ lục	
Phụ lục 1. Hoạt tải tiêu chuẩn phân bố đều trên sàn p _s (Trích điều 4.3.1 của TCVN2737-1995)	194
Phụ lục 2. Hệ số độ tin cậy đối với trọng lượng bản thân (Điều 3.2 TCVN 2737 - 1995)	194
Phụ lục 3. Thép cán tiết diện chữ I (Theo tiêu chuẩn TCVN 1655-1975)	195
Phụ lục 4. Một số thép các bon dùng cho kết cấu thép (Theo tiêu chuẩn TCVN 1765-1975)	196
Phụ lục 5. Cường độ tính toán và môđun đàn hồi của một số bê tông nặng (Theo tiêu chuẩn TCXDVN356-2005)	196
Phụ lục 6. Cường độ tính toán của một số loại cốt thép (Theo tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005)	197
Phụ lục 7. Hệ số ξ_R để tính toán cấu kiện bê tông cốt thép	197
Phụ lục 8. Bảng tra diện tích và trọng lượng cốt thép	197
Phụ lục 9. Bảng tra diện tích cốt thép của bản	198
Phụ lục 10. Hệ số uốn dọc φ của cấu kiện bê tông cốt thép	198
Tài liệu tham khảo	199

KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

(Tái bản)

Chịu trách nhiệm xuất bản :

TRỊNH XUÂN SƠN

Biên tập :

TRẦN CƯỜNG

Chế bản :

NGUYỄN CAO CƯỜNG

Sửa bản in :

HUY HOÀNG

Trình bày bìa :

VŨ BÌNH MINH



**THƯ VIỆN
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

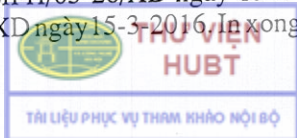
KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

(Tư bản)

TRÌNH XUẤT BẢN
Cấp độ nghiên cứu

TRẦN CÔNG
NGUYỄN CAO CƯỜNG
HUY HÒA
NGUYỄN MINH

In 200 cuốn khổ 19 x 27cm tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng số 10 Hoa Lư - Hà Nội. Số xác nhận đăng ký xuất bản: 704-2016/CXBIPH/05-26/XD ngày 15-3- 2016. ISBN: 978-604-82-0887-5. Quyết định xuất bản số 38-2016/QĐ-XBXD ngày 15-3-2016. In xong nộp lưu chiểu tháng 3-2016.

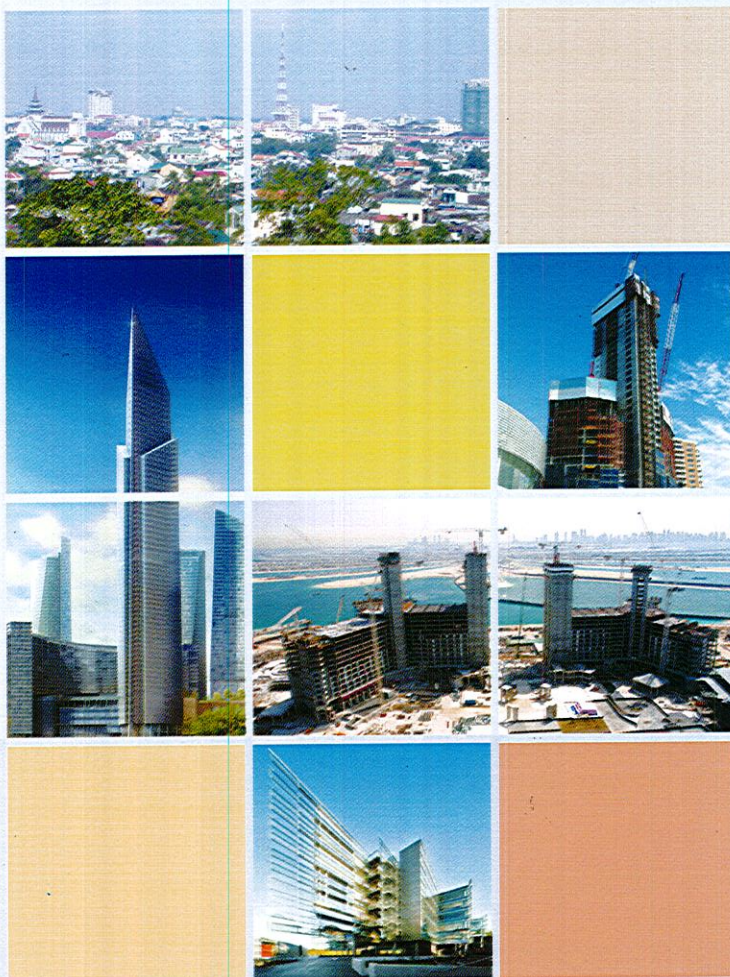




THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ

KẾT CẤU CÔNG TRÌNH



978-604-82-0887-5



9 786048 208875

Giá : 79.000đ



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ