

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA
KHOA XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG

GV. NGUYỄN LAN

BÀI GIẢNG MÔN HỌC

THÍ NGHIỆM CẦU



ĐÀ NẴNG, 2007

MỤC LỤC

CHƯƠNG 1: KHÁI NIỆM CHUNG VỀ NGHIÊN CỨU
THỰC NGHIỆM CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

CHƯƠNG 2: CÁC PHƯƠNG PHÁP KHẢO SÁT
ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG VẬT LIỆU, CÔNG TRÌNH

CHƯƠNG 3: DỤNG CỤ VÀ PHƯƠNG PHÁP ĐO
CHUYỂN VỊ, ỨNG SUẤT BIẾN DẠNG, DAO ĐỘNG

CHƯƠNG 4- THỬ NGHIỆM CẦU

*VÍ DỤ BÁO CÁO THỬ TẢI CẦU
TÀI LIỆU ĐỌC THÊM*



CHƯƠNG 1

KHÁI NIỆM VỀ NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM

1. Vai trò của phương pháp nghiên cứu thực nghiệm (NCTN) trong xây dựng

Ngày nay trong nhiều lĩnh vực khoa học kỹ thuật, vai trò NCTN ngày càng được khẳng định nhằm :

- + Giải quyết các vấn đề về công nghệ và của thực tế sản xuất đòi hỏi thực hiện nhanh, hiệu quả.

- + Giải quyết và hoàn thiện các bài toán mà các phương pháp lý thuyết chưa hoặc không giải quyết đầy đủ hoặc chỉ mới là ý tưởng.

- * NCTN là một phương pháp cảm thụ trực tiếp để nhận được các tín hiệu, thông tin và hình ảnh của một hiện tượng, một sự vật được gọi là đối tượng nghiên cứu.

Trong kỹ thuật xây dựng, đối tượng nghiên cứu là vật liệu xây dựng (VLXD), là kết cấu công trình (KCCT) đã, đang và sẽ tồn tại.

- Đối tượng tạo nên để nghiên cứu có đặc trưng hình học và vật liệu bằng thực thì gọi là đối tượng nguyên hình.

- Đối tượng có các đặc trưng hình học và vật liệu tuân theo 1 quy luật tương tự vật lý xác định thì gọi là đối tượng mô hình.

- * Từ NCTN có thể đưa đến những kết luận mang tính qui luật cũng như tính tiêu biểu đối với các tham số khảo sát cả về chất lượng lẫn số lượng.

- * NCTN hỗ trợ cho quá trình tính toán, thiết kế, thay thế được lời giải cho các bài toán đặc thù, phức tạp mà đi bằng phương pháp lý thuyết thì mất quá nhiều thời gian hoặc chưa giải quyết được.

NCTN có thể thực hiện được các nhiệm vụ cơ bản sau :

1. Xác định, đánh giá khả năng làm việc, tuổi thọ của VLXD và KCCT

- + Công trình trước khi đưa vào sử dụng: đánh giá chất lượng qua kiểm tra, kiểm định trực tiếp trên công trình. Kết quả là một tài liệu quan trọng trong hồ sơ nghiệm thu bàn giao công trình (đặc biệt lưu ý các công trình xây dựng từ VL địa phương hay VL cũ).

- + Những công trình đã xây dựng quá lâu, hết niên hạn sử dụng, chất lượng bị giảm yếu, các công trình có yêu cầu sửa chữa, cải tạo, thay đổi công nghệ sản xuất, chức năng sử dụng...

- + Đánh giá trạng thái, khả năng làm việc của các kết cấu công trình sau các sự cố (động đất, cháy, nổ...). Việc nghiên cứu này nhằm phát hiện và đánh giá mức độ hư hỏng, từ đó đưa ra những nhận xét quyết định sự tồn tại, phá bỏ hay gia cố sửa chữa phục hồi.

2. Nghiên cứu đề xuất, nghiên cứu ứng dụng các hình thức kết cấu mới, kết cấu đặc biệt vào việc thiết kế xây dựng công trình :

- + Khi những kết cấu xây dựng truyền thống không còn phù hợp, đòi hỏi thiết kế và

xây dựng phải nghiên cứu các giải pháp kết cấu mới. Trong trường hợp này biện pháp để tiến hành tìm kiếm một loại kết cấu mới, phù hợp là dùng phương pháp NCTN.

+ Đôi khi công trình theo một dạng kết cấu và lý thuyết có sẵn nhưng tùy thuộc vào qui mô, tầm quan trọng của công trình và mức độ chặt chẽ của lý thuyết, cũng cần tiến hành thực nghiệm để kiểm chứng sự đúng đắn của phương pháp tính toán lý thuyết và tính khả thi của công trình.

3. Nghiên cứu và phát hiện các VLXD mới, đánh giá chất lượng của các loại VLXD đang sử dụng và tái sử dụng, các loại VLXD địa phương:

4. Nghiên cứu phát minh những vấn đề mới trong khoa học, kỹ thuật chuyên ngành, mà nghiên cứu lý thuyết hoàn toàn hoặc chưa giải quyết đầy đủ hoặc đòi hỏi phải có kết quả nghiên cứu thực nghiệm để kiểm chứng.

2. Ý nghĩa của trạng thái US-BD trong nghiên cứu KCCT :

- Hiện nay việc tiến hành nghiên cứu thực nghiệm trong cơ học vật liệu và công trình thực chất là khảo sát sự thay đổi của trạng thái ứng suất - biến dạng (USBD).
- Trên cơ sở trạng thái USBD dạng mới có thể xác định được giá trị và tính chất của nội lực sẽ hình thành và phát triển qua quá trình làm việc của đối tượng.
- Trạng thái ứng USBD phản ánh đầy đủ trạng thái và khả năng làm việc thực tế của đối tượng khảo sát cũng như các yếu tố cấu thành đối tượng như vật liệu, cấu tạo hóa học, sơ đồ kết cấu, công nghệ chế tạo và ngoại lực tác dụng...

Nghiên cứu trạng thái US-BD cho phép giải quyết các vấn đề cơ bản :

+ Giá trị và hình ảnh phân bố nội lực trên tổng thể đối tượng khảo sát, từ đó giúp bố trí vật liệu và cấu tạo kết cấu thích hợp.

+ Đánh giá được khả năng, mức độ làm việc thực tế của đối tượng cho phép rút ra các tiêu chuẩn để kiểm tra độ bền, độ cứng, độ ổn định.

+ Dự đoán được sự tồn tại và tuổi thọ của công trình khi trong quá trình thực nghiệm có tiến hành khảo sát và đo đạc sự biến động và tốc độ phát triển của US-BD cũng như sự hình thành và phát triển khuyết tật trong quá trình đối tượng làm việc.

+ Trong nhiều trường hợp kết quả nghiên cứu USBD còn là chuẩn mực để đánh giá sự đúng đắn của lý thuyết.

* Trong nghiên cứu thực nghiệm, mức độ chính xác và tin cậy của trạng thái USBD thường chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố:

1. Kích thước và số lượng đối tượng khảo sát :

- Khảo sát trên đối tượng nguyên hình thì kết quả tính toán USBĐ nhận được là kết quả trực tiếp và thực (không qua tính toán chuyển đổi) nhưng số liệu thường bị hạn chế vì đối tượng không nhiều.

- Khảo sát trên đối tượng mô hình thì kết quả tính toán USBĐ chỉ nhận được qua một quá trình tính toán chuyển đổi tương tự qua các hệ số tỷ lệ của các tham số đo nên có thể có sai số nhỏ, dẫn đến lệch lạc kết quả. Nhưng vì số lượng đối tượng thí nghiệm nhiều, nên tổng hợp nhiều số liệu cũng cho được số liệu đáng tin cậy.

2. Hình dạng và cấu tạo liên kết các phân tử của đối tượng :

- Kết cấu có hình dạng đơn giản, USBĐ thường phân bố khá đồng đều trong kết cấu, trị số không lớn và thường dao động trong miền đàn hồi của VL, nên phép đo thường không có sai số đáng kể.

- Kết cấu có hình dáng phức tạp hoặc ghép từ nhiều phân tử với nhau việc khảo sát trạng thái USBĐ có khó khăn vì ở đây sự phân bố USBĐ thường thay đổi lớn, những điểm lân cận nhau có thể có trị số rất khác nhau (do giai đoạn làm việc là đàn hồi hay biến dạng dẻo).

3. Cấu tạo vật liệu của đối tượng :

Trong thực tế có nhiều loại VL có trạng thái USBĐ khác nhau :

- Tuyến tính - hoàn toàn phi tuyến
- Không đồng nhất trong suốt quá trình chịu tải
- Tuyến tính ở giai đoạn vật liệu chịu tải trọng nhỏ sau đó qua một giá trị đặc trưng xác định (tùy thuộc bản chất của vật liệu) thì không còn tuyến tính nữa.

4. Công nghệ chế tạo đối tượng :

- Chế tạo bằng biện pháp đúc tại chỗ: công trình bê tông, thạch cao
- Lắp ghép từ các phân tử kết cấu đã chế tạo sẵn (bê tông lắp ghép, kết cấu thép lắp ghép bằng hàn, bulông, đinh tán, ...)
- Chế tạo bằng tạo lực căng trước (bê tông ứng suất trước)

Dù chế tạo bằng biện pháp nào thì cuối cùng trong đối tượng nghiên cứu đều tồn tại một trạng thái ứng suất ban đầu hoặc ứng suất trước. Muốn xác định giá trị và quy luật phân bố của chúng để loại trừ trong quá trình khảo sát tính toán USBĐ của đối tượng thì thật là khó khăn.

5. Tính chất tác dụng của tải trọng ngoài :

- Kết quả đo một đối tượng chịu tác dụng tải trọng tĩnh khá dễ dàng, đảm bảo được độ chính xác, số đo không phụ thuộc thời gian, dụng cụ thiết bị đơn giản.

- Khi chịu tải trọng tác dụng động, lực xung kích thì công việc đo lường phức tạp, vì quá trình đo thực hiện trong môi trường động, phụ thuộc vào thời gian làm ảnh hưởng mức độ chính xác của số đo.

6. Môi trường tiến hành thí nghiệm :

Muốn có số liệu chính xác thí nghiệm cần phải thực hiện trong một môi trường xác định hoặc môi trường chuẩn. Nếu việc thí nghiệm VL hay công trình chịu ảnh hưởng của môi trường, đặc biệt là nhiệt độ, độ ẩm làm nhiễu loạn số đo (VL biến dạng, dụng cụ đo biến dạng, ...)

3. Biến dạng của KCCT và phép đo biến dạng tương đối :

Cho đến nay, kỹ thuật đo lường các đại lượng cơ học, vấn đề đo trực tiếp giá trị của ứng suất trong VL và KCCT vẫn chưa giải quyết được. Do đó trong NCTN khi cần khảo sát trạng thái ứng suất của một đối tượng đều phải qua tham số biến dạng tương đối ϵ .

- Đối với VL đàn hồi (tuyến tính) hoặc VL trong giai đoạn tuyến tính thì việc khảo sát dễ dàng vì qui luật phân bố $\bar{U}$ - BD là hoàn toàn đồng nhất, tỷ lệ qua hệ số : mô đun đàn hồi E (đối tượng chịu trạng thái $\bar{U}$ một trục) hay hệ số Poisson (đối tượng chịu trạng thái $\bar{U}$ phẳng)

- Khi khảo sát VL không tuân theo định luật Hooke hay VL làm việc ngoài giới hạn đàn hồi thì việc khảo sát như VL đàn hồi tuyến tính là chưa đầy đủ mà phải khảo sát quy luật phân bố của $\bar{U}$, vì quan hệ $\bar{U}$ BD là phi tuyến. Đối với trường hợp này, để nhận được giá trị $\bar{U}$ của đối tượng trên cơ sở của số đo biến dạng ϵ , cần thiết phải dựa vào biểu đồ quan hệ thực nghiệm $\bar{U}$ BD khi thí nghiệm phá hoại mẫu VL

* Việc đo tham số ϵ còn bị nhiều hạn chế do phương pháp và kỹ thuật đo hiện nay vẫn chưa đáp ứng được các yêu cầu của công việc nghiên cứu. Chỉ đo được ở lớp VL bên ngoài đối tượng (khó khăn đối với khảo sát biến dạng khối, hoặc thành phần biến dạng phân bố theo chiều sâu).

Tuy vậy việc đo giá trị biến dạng trên lớp vật liệu bề mặt vẫn giữ một vai trò quan trọng và vẫn thỏa mãn yêu cầu thực tế trong khảo sát các công trình xây dựng.

*** Việc đo ϵ cần lưu ý các ảnh hưởng :**

1. Khi có các yếu tố cơ học bên ngoài khác nhau tác dụng :

- Trạng thái tĩnh hoặc phát triển dần đều (khi chịu tải, nhiệt độ ...). Khi khảo sát đối tượng thực thì số lượng điểm đo phải đủ lớn và đủ mau, phát sinh vấn đề làm thế nào để quá trình đọc và đo với số lượng lớn mà ngăn ngừa được khả năng phân bố lại biến dạng trong đối tượng (do thời gian) hoặc đại lượng nhận được tại các điểm đo không tương ứng cùng một trị số ngoại lực vì phải giữ tải trong một thời gian dài. Để khắc phục cần chọn phương pháp và thiết bị đo nhanh, ổn định.

- Trạng thái động hoặc biến thiên nhanh (tác dụng động: va chạm, nổ ...) do phức tạp vì nó biến đổi nhanh theo thời gian. cần dùng các phương pháp đo tenzo cảm biến điện trở, dùng thiết bị tự động ghi, ...

2. Đo trong điều kiện VL làm việc ở các trạng thái khác nhau :

Quá trình làm việc của VL từ giai đoạn đàn hồi sang giai đoạn dẻo thường rất ngắn.

- Đối với các kết cấu đơn giản УС phân bố tương đối đều đặn, tuân theo định luật Hooke có thể dùng các tenzomet đơn giản. Tuy vậy phần lớn kết cấu trong công trình thường phức tạp có quan hệ giữa biến dạng theo các phương rất phức tạp thường làm thay đổi nhanh sự phân bố УС trong vùng khảo sát. Khi đó VL tại những vùng này sẽ chuyển nhanh sang giai đoạn đàn-dẻo hay dẻo.

3. Điều kiện đối tượng làm việc với các trạng thái УС khác nhau:

- Trạng thái УС theo một trục và phân bố đều đặn trên suốt chiều dài phân tử (kết cấu hệ thanh, kết cấu chịu lực dọc đúng tâm, ...) đo sẽ đơn giản và cho số liệu tin cậy.

- Trạng thái УС hai trục. Tại một điểm trong vật thể tồn tại ba ẩn số : hai УС chính và góc hợp giữa hướng УС chính với một trục nào đó nằm trong mặt phẳng của УС chính. Để xác định tại một vị trí cần ba phép đo (hoặc bốn, có một để kiểm tra), thường dùng các tenzomet điện trở.

-Trạng thái УС ba trục: đo rất khó khăn hiện vẫn chưa có phương pháp hữu hiệu.

CHƯƠNG 2 CÁC PHƯƠNG PHÁP KHẢO SÁT VÀ ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG VẬT LIỆU

1. Các nguyên tắc chung :

Khi nghiên cứu trạng thái làm việc, khả năng chịu lực, tuổi thọ của các đối tượng cho thấy yếu tố ảnh hưởng trực tiếp đầu tiên là **chất lượng của vật liệu**. Chất lượng đó được thể hiện qua các loại cường độ, tính chất và số lượng các khuyết tật đã tồn tại hoặc xuất hiện mới trong quá trình đối tượng làm việc.

Hiện nay, việc khảo sát và xác định các đặc trưng cơ bản của VL bằng thực nghiệm thường được thực hiện theo 2 phương pháp cơ bản:

1.1. Phương pháp phá hoại mẫu và lập biểu đồ đặc trưng VL:

Hình dạng và kích thước mẫu thử xác định tùy: cấu tạo VL, mục đích nghiên cứu, tiêu chuẩn qui phạm nhà nước.

Các mẫu được thí nghiệm tương ứng với trạng thái làm việc của VL (kéo, nén, uốn, xoắn) tăng dần tải trọng từng cấp cho đến khi phá hoại. Ứng với các cấp tải p_i ta thu được ε_i , σ_i và vẽ được đường cong biểu diễn quan hệ σ - ε và được gọi là **biểu đồ đặc trưng** của VL, bởi vì qua đó này có thể xác định các đặc trưng cơ lý của VL.

Phương pháp phá hoại mẫu chịu ảnh hưởng trực tiếp các yếu tố:

1. Tốc độ gia tải
2. Nhiệt độ môi trường
3. Trạng thái ứng suất tác dụng

1.2. Phương pháp không phá hoại và lập biểu đồ chuyển đổi chuẩn của VL

Phương pháp này thường giải quyết hai nhiệm vụ :

1/ Xác định cường độ tại nhiều vị trí khác nhau, qua đó đánh giá được mức độ đồng nhất của VL.

2/ Phát hiện các khuyết tật tồn tại bên trong môi trường VL do quá trình chế tạo, do ảnh hưởng các tác động bên ngoài, hoặc do tải trọng.

2. Phương pháp khảo sát thực nghiệm VL bê tông

2.1 Xác định các đặc trưng cơ-lý của BT bằng phương pháp phá hoại mẫu

1/ Thí nghiệm xác định cường độ giới hạn chịu nén :

a/ Mẫu thử :

Khối lập phương hoặc lăng trụ được chế tạo đồng thời với quá trình thi công bê tông. Kích thước mẫu, phương pháp chế tạo, bảo dưỡng theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 3105 - 1993.

b/ Tiến hành thí nghiệm :

Thí nghiệm nén phá hoại mẫu chuẩn 150 x 150 x 150 mm

Cường độ : $R = P_{ph}/F$ (kg/m²)

1/ Nguyên tắc chung của phương pháp :

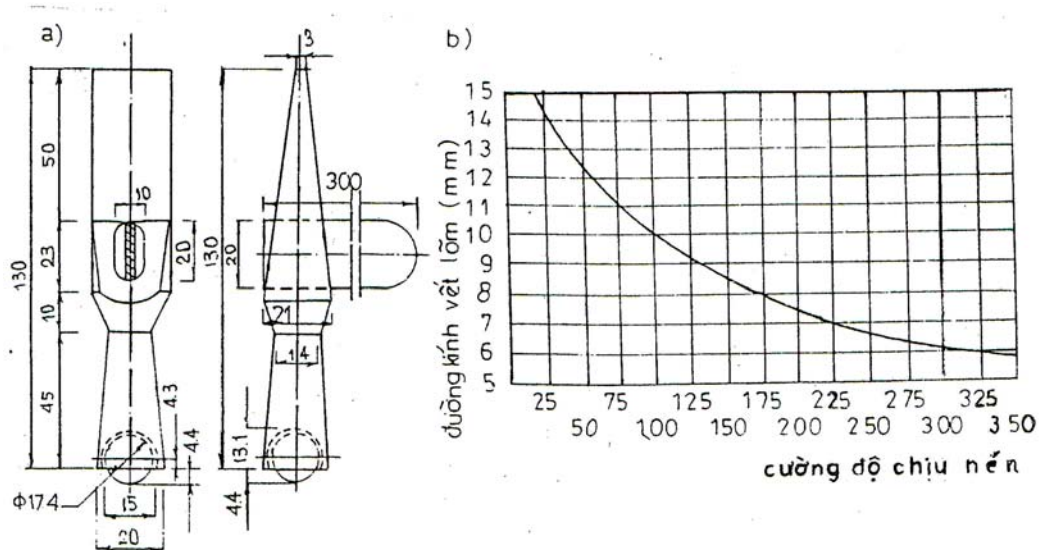
Dùng các thiết bị cơ học tạo nên những va chạm trực tiếp lên bề mặt của vật liệu.

Khi khảo sát chất lượng và cường độ của BT phải chú ý đến các yếu tố thuộc **bản chất** của VL làm ảnh hưởng đến kết quả như :

- ♦ Tính không đồng nhất về cấu trúc và cường độ của BT
- ♦ Do khả năng carbon hóa lớp vật liệu ngoài theo thời gian

2/ Đánh giá chất lượng bê tông bằng dụng cụ búa bi (h. 2.2)

Làm sạch bề mặt vùng thử có kích thước 100 x 100mm. Dùng búa có trọng lượng 300 -400g, đập thẳng góc xuống bề mặt cấu kiện, viên bi sẽ để lại trên bề mặt bê tông một vết lõm. Quan sát vết lõm và so sánh với biểu đồ chuẩn có thể đưa ra kết luận định tính về chất lượng và cường độ của bê tông.



Hình 2.2. Búa bi

a. Cấu tạo; b. Biểu đồ quan hệ chuẩn giữa đường kính vết lõm và cường độ bê tông

3/ Xác định cường độ của BT bằng búa bi có thanh chuẩn (h-2.3)

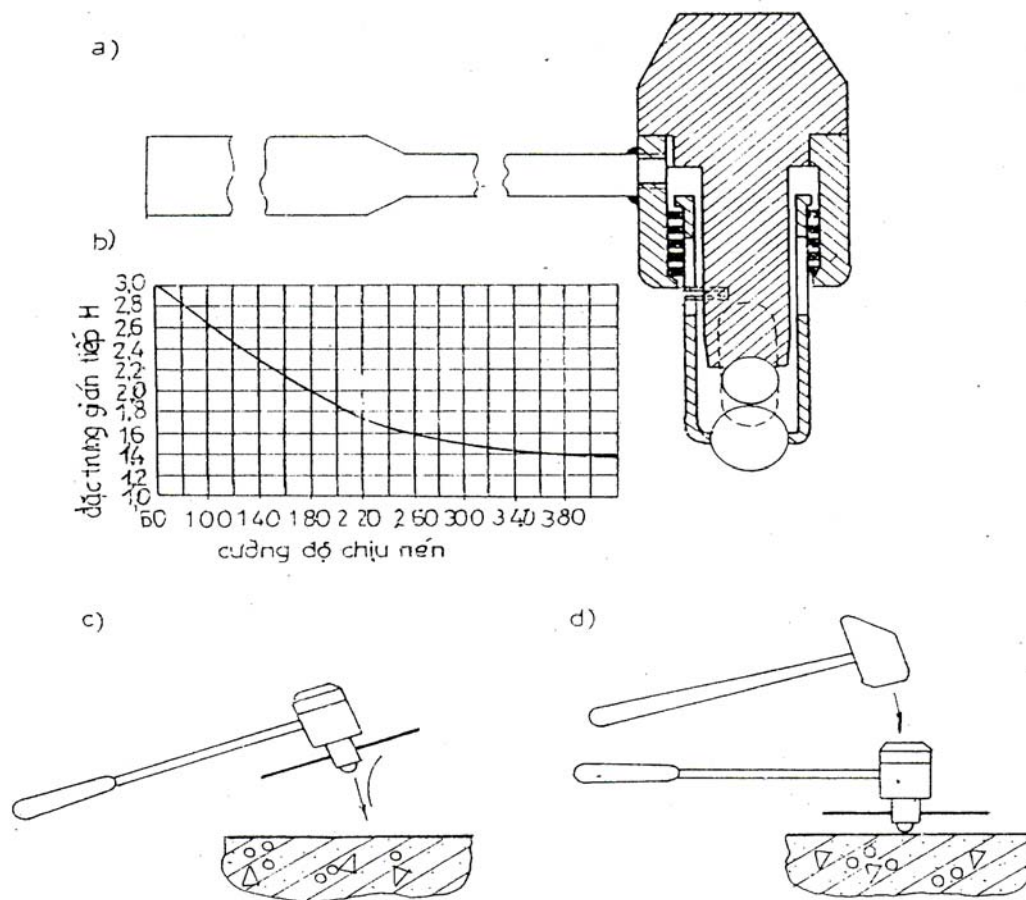
Số lượng điểm thử trên mỗi vùng của cấu kiện không ít hơn 5 điểm., khoảng cách giữa các điểm thử trong vùng đó là 30 mm trên bề mặt vật liệu và 10 mm trên thanh chuẩn.

Đại lượng đặc trưng gián tiếp H của cường độ BT trong vùng thử được xác định theo tỷ số sau :

$$H = \frac{\sum d_b}{\sum d_c}$$

$\sum d_b$: tổng đường kính của các vết lõm trên bề mặt bê tông, [mm]

$\sum d_c$: tổng đường kính các vết lõm tương ứng trên thanh chuẩn, [mm]

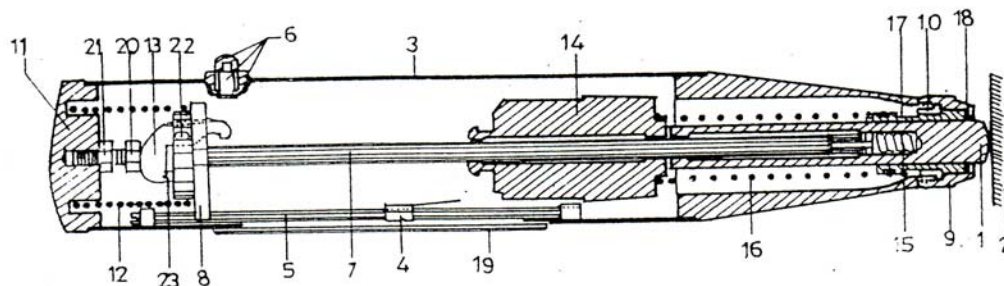


Hình 2.3. Búa bi của thanh chuẩn

- a. Cấu tạo; b. Biểu đồ quan hệ chuẩn giữa đặc trưng H và cường độ bê tông
c. Thử đập trực tiếp trên bề mặt bê tông; d. Thử đập nhỏ búa

4/ Đánh giá cường độ bê tông bằng thiết bị nẩy va chạm

a. Sơ đồ cấu tạo và vận hành súng thử loại N (h 2.4)



Hình 2.4. Sơ đồ cấu tạo súng thử chất lượng bê tông

- 1- pittông truyền va chạm, 2- bề mặt bê tông, 3- vỏ súng, 4- kim chỉ thị, 5- thanh dẫn kim, 6- nút hãm, 7- trục dẫn quả búa, 8- đĩa cứng, 9- nắp giữ ổ dầu, 10- vòng cố định, 11- nắp sau, 12- lò xo nén, 13- cò súng, 14- quả búa, 15- lò xo giảm chấn, 16- lò xo kéo đập, 17- ống định hướng, 18- đệm chắn bụi, 19- bảng chia vạch, 20- vít bật cò, 21- êcu hãm, 22- chốt cò, 23- lò xo đẩy cò

b. Phương pháp xác định cường độ bê tông bằng súng thử Schmidt

- ◆ Quá trình xác định cường độ của bê tông trên công trình bằng súng nảy va chạm được tiến hành theo các quy định trong tiêu chuẩn 20 TCN 85 - 03.

2.3. Khảo sát vật liệu BT bằng pp thí nghiệm không phá hoại:

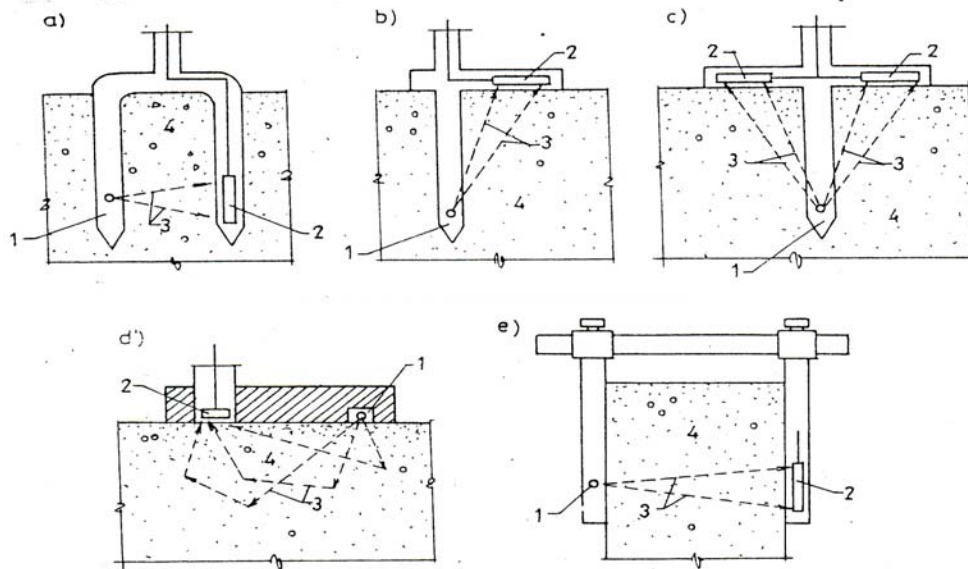
Các phương pháp thử không phá hoại vật liệu được dùng rộng rãi để đánh giá chất lượng của bê tông khi khảo sát kết cấu công trình xây dựng. Theo các nguyên lý vật lý, các phương pháp nghiên cứu không phá hoại được chia thành hai nhóm cơ bản.

1. Nhóm thử nhất

Nhóm này bao gồm các phương pháp đo mà kết quả cho ngay giá trị của tham số khảo sát, không phải qua quá trình tính toán trung gian hoặc so sánh chuyển đổi chuẩn. Tham số đo cơ bản ở đây là khối lượng thể tích (độ đặc chắc) của vật liệu.

Phương pháp tiêu biểu để khảo sát chất lượng BT thuộc nhóm này cơ bản dựa trên hiệu ứng của các tia phóng xạ rơngơn và gamma.

Nội dung của phương pháp thử : Trong nghiên cứu vật liệu bằng tia phóng xạ, đại lượng đặc trưng cho độ chặt của môi trường vật liệu là mức độ giảm yếu hay độ phân tán cường độ năng lượng của chùm tia phóng xạ gamma rơi qua môi trường vật liệu đó.



Hình 2.5. Xác định độ chặt bê tông bằng phương pháp rọi tia

a- đo độ chặt từng lớp, b, c- đo độ chặt trung bình các lớp, d- đo khi cấu kiện dày hơn 500mm hoặc chỉ có một mặt tự do, e- đo độ chặt và chiều dày cấu kiện
1- nguồn phát, 2- nguồn thu năng lượng phóng xạ, 3- hướng rọi, 4- vật liệu

Khi khảo sát một hỗn hợp BT được đầm chặt hay BT trong các cấu kiện đúc sẵn hay trên KCCT, cần phải đặt trong môi trường BT đó một đầu phát trong đó có chứa chất phóng xạ và một đầu thu năng lượng đặt trên bề mặt của môi trường vật liệu. Sự chênh lệch cường độ năng lượng đó cho phép suy ra độ chặt của môi trường vật liệu

nhờ mối liên hệ sau đây :
$$I = I_0 \cdot e^{-\mu_0 \rho r} \rightarrow p = \frac{\ln I_0 - \ln I}{\mu_0 \rho r}$$

Trong đó :
 I_0 - Cường độ phát xạ ban đầu;
 I - Cường độ phát xạ sau lúc truyền qua môi trường;
 p - Độ chặt của môi trường vật liệu ;
 r - Khoảng cách giữa nguồn phát và đầu thu;
 μ_0 - Hệ số hấp thụ khối lượng của chất phóng xạ.

Khi biết độ chặt của BT trong kết cấu , bằng một phép đo phóng xạ theo sơ đồ (h 2.5e), có thể xác định được kích thước của kết cấu đo.

$$r = \frac{\ln I_0 - \ln I}{\mu_0 \rho}$$

2. Nhóm thử hai: Là các phương pháp thí nghiệm mà số đo không chỉ thị trực tiếp giá trị của tham số khảo sát, muốn có được kết quả thường phải qua quan hệ chuẩn giữa tham số khảo sát và số đọc trên thiết bị đo. Nhóm này gồm các phương pháp thí nghiệm theo nguyên lý truyền sóng âm thanh qua môi trường nhằm mục đích kích thích các hạt vật chất trong môi trường dao động. Theo các thông số của hiện tượng dao động này và sự lan truyền của dao động trong môi trường có thể đánh giá các đặc trưng cơ - lý và trạng thái của vật liệu khảo sát. tiêu biểu là phương pháp truyền sóng siêu âm qua môi trường vật liệu khảo sát.

a. Khái niệm về phương pháp siêu âm

Siêu âm là những dao động cơ học đàn hồi truyền đi trong môi trường vật chất với tần số dao động từ 20kHz trở lên.

Do tần số dao động cao, bước sóng ngắn nên siêu âm có hai đặc điểm cơ bản khi được khai thác sử dụng trong kỹ thuật:

- Sự phát và truyền sóng qua các môi trường vật chất tuân theo các quy luật quang hình học, do đó có thể lợi dụng các hiện tượng phản xạ, khúc xạ, nhiễu xạ ... để tập trung năng lượng của sóng siêu âm vào một phạm vi nhỏ hẹp.
- Do tập trung được năng lượng tối đa, nên có thể tạo ra một hiệu ứng mới là dao động của các hạt trong môi trường có sóng siêu âm truyền qua sẽ có biên độ dao động lớn.

Khi việc nghiên cứu tiến hành trên cơ sở số đo của các tham số :

- ◆ Tốc độ (hay thời gian) truyền sóng;
- ◆ Mức khuếch tán năng lượng siêu âm trong môi trường ;
- ◆ Độ tập trung sóng khi ra khỏi môi trường ;

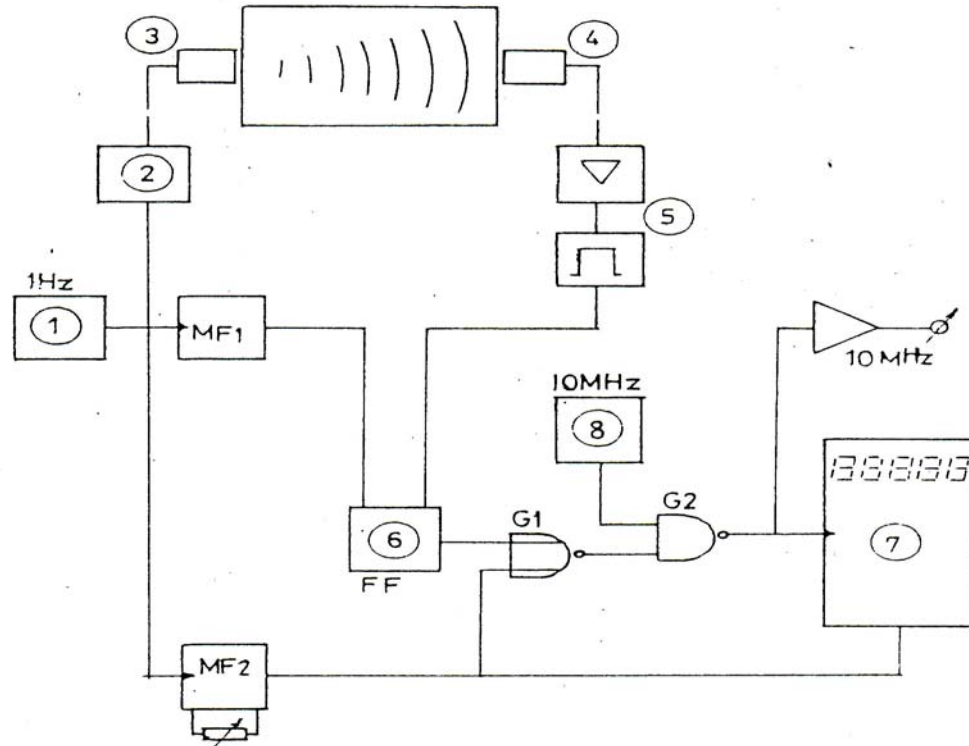
Thì sẽ có được các kết luận về chất lượng và giá trị của cường độ BT hoàn toàn chính xác. Nhưng cùng một lúc xác định cả ba tham số trên đây là không thể thực hiện được. Thực tế cho thấy, khi chỉ nghiên cứu một yếu tố cơ bản về tốc độ (thời gian)

truyền âm cũng có thể nhận được những kết quả đánh giá đủ độ chính xác cần thiết.

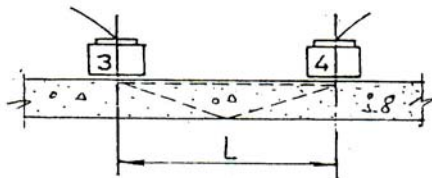
b. Sơ đồ cấu tạo máy đo siêu âm qua môi trường bê tông

Nguyên lý cơ bản của máy đo siêu âm bê tông được mô tả trên sơ đồ khối trong hình 2.6a.

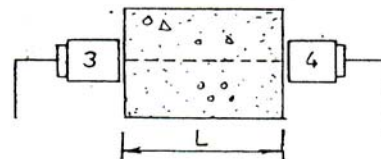
a)



b)



c)



Hình 2.6. Sơ đồ nguyên lý của máy siêu âm và kỹ thuật đo

a- sơ đồ khối máy siêu âm, b- phương pháp đo mặt, c- phương pháp đo xuyên

Chu trình đo được bắt đầu bằng những xung phát ra từ máy dao động tần số 1 Hz (1). Những xung ban đầu này làm hoạt động mạch phát (2) để cung cấp những xung điện áp cao hàng nghìn vôn đến đầu phát xung siêu âm (3). Xung điện áp cao kích thích các tấm piezo trong đầu phát và tạo ra những sóng dao động đàn hồi (xung siêu âm) có cùng tần số dao động cộng hưởng với các tinh thể trong tấm vật liệu piezo; vì thế, tần số dao động của sóng siêu âm phát ra phụ thuộc tần số riêng của tinh thể piezo. Các dao động đàn hồi trong đầu phát sẽ qua mặt tiếp xúc và truyền vào môi trường vật liệu bê tông. Mặt khác, một bộ phận xung phát ra từ máy (1) qua bộ phận chờ MF2; ở đây, xung bị làm chậm một thời gian từ 3 - 12 μ s [khoảng thời gian đủ để xung điện

truyền từ máy dao động (1) qua mạch phát (2) và đến đầu phát xung siêu âm] để sau đó đến bộ phận đếm (7) và bắt đầu tính thời gian truyền siêu âm phát vào môi trường. Sau khi các dao động đàn hồi qua khỏi môi trường và đi vào gặp các tấm piezo trong đầu thu siêu âm (4), năng lượng cơ học của siêu âm được biến thành tín hiệu điện. Bộ khuếch đại (5) sẽ khuếch đại các tín hiệu điện đó, truyền đến báo cho bộ dẫn tín hiệu FF (6) thời điểm siêu âm đã qua khỏi môi trường để ngừng bộ phận đếm thời gian (7). Trong suốt thời gian siêu âm lan truyền qua môi trường bê tông, nhờ máy dao động tần số 10 MHz (8) bộ đếm hoạt động liên tục cho đến khi có tín hiệu "ngừng" báo về bộ dẫn (6). Chỉ số xuất hiện trên bộ đèn 5 số trên máy đếm thời gian (7) chỉ thị thời gian truyền của siêu âm qua môi trường bê tông khảo sát tính bằng micro -giây. Ngoài ra, bộ phận giữ MF1 dùng để ngăn cản việc tắt máy đếm thời gian trong vòng $20\mu s$ đầu tiên kể từ lúc mở máy vì đây là khoảng thời gian có thể xuất hiện các tín hiệu điện trên bộ dẫn FF (6) do hiện tượng nhiễu khi mở máy.

c. Kỹ thuật đo :

1/ Chọn đầu phát và đầu thu siêu âm :

- ◇ Để có được hiệu ứng lan truyền sóng siêu âm tốt nhất trong môi trường vật liệu bê tông thì chiều dài của bước sóng cần phải tương đương với kích thước hạt của vật liệu độn. Cho nên, với bê tông có đường kính hạt của vật liệu độn đến 30 mm thì tần số xung tốt nhất là 150 kHz. Điều đó cho phép xác định phạm vi tần số dao động riêng của đầu dò khi thí nghiệm vật liệu bê tông là trong giới hạn từ 25 đến 200kHz;
- ◇ Khi đo với những khoảng cách ngắn (chuẩn đo < 300 mm) tốt nhất dùng loại đầu dò có tần số >100 kHz;
- ◇ Khi đo với những khoảng cách trung bình (chuẩn đo từ 300 đến 2000 mm) nên dùng những loại đầu dò có tần số 60 - 100 kHz;
- ◇ Khi thử với những khoảng cách lớn từ 2000 - 5000 mm hoặc lớn hơn thường dùng loại đầu dò tần số thấp 25 kHz.

2. Cách phân bố đầu dò :

Khi thí nghiệm bê tông bằng phương pháp siêu âm, các đầu phát và thu siêu âm có thể phân bố theo hai cách :

- ◇ Phân bố đầu phát và đầu thu siêu âm trên cùng một mặt ngoài của môi trường vật liệu, được gọi là phép đo mặt (h.2.10b).
- ◇ Phân bố đầu phát và đầu thu siêu âm đối diện nhau trên hai mặt song song của môi trường vật liệu hay kết cấu, được gọi là phép đo xuyên (h.2.10c).

3. Kết quả phép đo.

Khi khảo sát đòi hỏi phải thực hiện hai phép đo :

- ◇ Chiều dài chuẩn đo hay khoảng cách truyền âm L (m);

◇ Thời gian truyền xung siêu âm qua môi trường vật liệu t (μs)

Tốc độ truyền siêu âm qua vật liệu V (m/s) : $V = \frac{L}{t} 10^6$

Tốc độ lan truyền siêu âm trong bê tông sử dụng trong công trình thường khoảng từ 4000 đến 4800m/s.

d. Xác định cường độ chịu nén của bê tông trên cơ sở tốc độ truyền âm.

Xác định cường độ chịu nén của bê tông bằng phương pháp siêu âm được xây dựng trên cơ sở mối liên hệ giữa cường độ chịu nén R với tốc độ truyền xung siêu âm V (hoặc thời gian truyền âm t).

$$R = f(V)$$

Quan hệ giữa tốc độ truyền sóng siêu âm và cường độ của bê tông chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố như :

- ◇ Chủng loại và số lượng xi măng dùng trong cấp phối bê tông ;
- ◇ Dạng, thành phần và kích thước lớn nhất của hạt trong cốt liệu Chất phụ gia sử dụng và độ ẩm trong hỗn hợp bê tông ...

Vì thế, để chuyển từ tốc độ truyền âm qua cường độ của bê tông cần thiết phải xây dựng biểu đồ chuẩn ($R - V$) bằng thực nghiệm hoặc bằng giải tích.

e. Phương pháp tìm kiếm và xác định khuyết tật của BT trong công trình.

1. Phát hiện và đo các bọt rỗng tồn tại trong kết cấu bê tông.

Để phát hiện các khuyết tật đó, trong khi tiến hành các phép đo siêu âm cần sử dụng loại đầu dò có tần số riêng cao để cho góc mở bé và có độ tập trung năng lượng siêu âm lớn. Việc xác định các bọt rỗng sẽ thuận lợi khi tiến hành trên những phần tử kết cấu có hai mặt tự do, lúc này các phép đo siêu âm đều phải thực hiện trên cả hai mặt của kết cấu. Kích thước ngang tối thiểu của bọt rỗng nằm theo hướng vuông góc với phương truyền sóng và được xác định như sau :

$$d = D + L \sqrt{\left(\frac{t_d}{t_m}\right)^2 - 1}$$

d - Đường kính bọt rỗng;

D - Đường kính đầu phát siêu âm ;

L - Chiều dài chuẩn đo;

t_m - Thời gian truyền siêu âm qua vùng BT không có khuyết tật ;

t_d - Thời gian truyền siêu âm qua trục bọt rỗng.

2. Xác định độ sâu của vết nứt

Để có thể xác định được độ sâu của các vết nứt xuất hiện trong môi trường bê tông bằng phương pháp xung siêu âm ; đòi hỏi vết nứt phải thỏa mãn các điều kiện sau :

- Vết nứt phải mở và liên tục, không ngắt quãng;

- Đầu đỉnh các vết nứt phải hoàn toàn khô ráo.

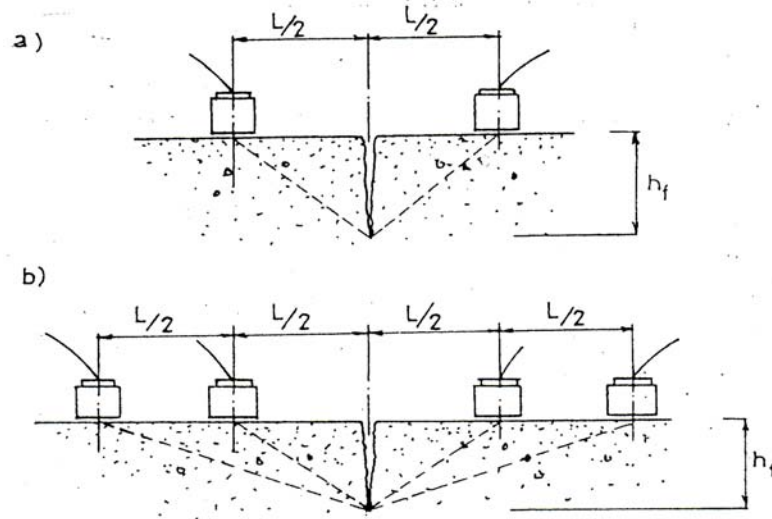
Phương pháp I : (h.2.7a) : Từ kết quả đo thời gian truyền âm của hai phép đo đó có thể tính độ sâu của vết nứt theo quan hệ sau đây:

$$h_f = \frac{L}{2} \sqrt{\left(\frac{t_f}{t_m}\right)^2 - 1}$$

L - Chiều dài chuẩn đo (khoảng cách giữa 2 đầu dò)

t_f - Thời gian truyền siêu âm qua vùng có vết nứt;

t_m - Thời gian truyền siêu âm qua vùng BT không có khuyết tật.



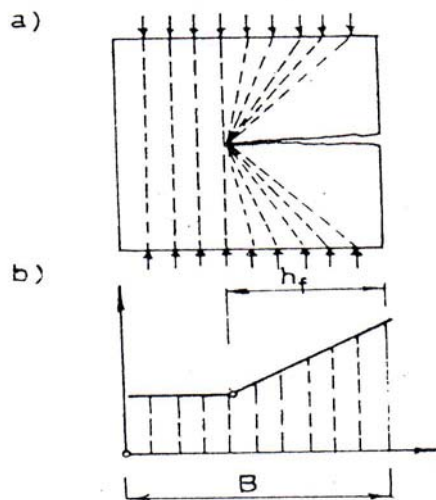
Hình 2.7. Đo chiều sâu vết nứt bằng kiểu đo mặt

Phương pháp II : (h.2.7b) : Khi thực hiện phép đo có chiều dài chuẩn là L sẽ nhận được thời gian truyền siêu âm t_1 khi thực hiện phép đo thứ hai với chiều dài chuẩn 2L sẽ có thời gian t_2 . Từ hai số đo đó, xác định độ sâu của vết nứt như sau :

$$h_f = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{4t_2^2 - t_1^2}{t_2^2 - t_1^2}}$$

Phương pháp III : (h.2.8) : Áp dụng trên những kết cấu bê tông có hai mặt tự do đối diện và nằm song song với chiều dài vết nứt.

Tại một tiết diện ngang của kết cấu cắt qua vết nứt, trên hai cạnh song song với vết nứt của tiết diện đó, cùng dịch chuyển các đầu dò trên các vị trí tương ứng khác nhau, kết quả nhận được là thời gian truyền siêu âm sẽ như nhau trong vùng không có vết nứt còn những điểm đo trong phạm vi vết nứt sẽ cho thời gian truyền lớn dần khi dịch chuyển các đầu dò đến các điểm ở xa dần đỉnh vết nứt. Dạng đồ thị biểu diễn sự phụ thuộc giữa thời gian truyền siêu âm với tọa độ của các điểm đo sẽ xác định được vị trí đỉnh của vết nứt cần khảo sát (h.2.8).



Hình 2.8. Đo chiều sâu vết nứt theo phương pháp đo xuyên
a- vị trí các đầu đo
b- đồ thị xác định độ sâu vết nứt

3. Phương pháp khảo sát chất lượng vật liệu kim loại:

Thép và hợp kim là loại VL có cấu trúc tinh thể, được chế tạo đúc luyện theo công nghệ chặt chẽ nên có chất lượng và độ đồng nhất rất cao. Các đặc trưng cơ - lý của mỗi chủng loại thép và hợp kim có tính ổn định cao trong điều kiện làm việc bình thường. Vì thế trong quá trình khảo sát và xây dựng kết cấu công trình, việc thí nghiệm bằng các phương pháp phá hoại mẫu thử để đánh giá chất lượng của thép và hợp kim qua các đặc trưng cơ - lý của chúng chỉ nhằm mục đích :

- * Nhận dạng và kiểm tra chủng loại vật liệu cụ thể để sử dụng vào công trình cho phù hợp với yêu cầu của thiết kế và cấu tạo;

- * Xác định các chỉ tiêu cơ - lý của thép và hợp kim khi không nắm được nguồn gốc hoặc đã bị biến chất do ảnh hưởng của các yếu tố môi trường, điều kiện làm việc và thời gian khai thác sử dụng để cung cấp cho việc tính toán thiết kế cải tạo và khảo sát kiểm định kết cấu công trình.

Ngoài ra, việc xây dựng kết cấu công trình bằng kim loại là một quá trình chế tạo, lắp nối, liên kết các phần tử và chi tiết kết cấu tại hiện trường bằng các biện pháp cắt, khoan, hàn, tán ... những công việc này thường làm xuất hiện trong kết cấu thép và hợp kim những khuyết tật như : nứt nẻ, rỗ, bọt rỗng, phân tầng, biến chất ..., ảnh hưởng đến chất lượng của công trình.

Như vậy, muốn đánh giá đầy đủ chất lượng vật liệu trong các công trình thép và hợp kim cần tiến hành đồng thời cả hai phương pháp khảo sát : phương pháp phá hoại mẫu vật liệu thử và phương pháp thử không phá hoại vật liệu.

3.1. Phương pháp phá hoại mẫu vật liệu thử

Do đặc điểm cấu tạo và công nghệ sản xuất đã tạo cho kim loại có những tính chất rất ổn định, nên công việc thí nghiệm để xác định các đặc trưng cơ - lý của chúng đã được quy định chặt chẽ và cụ thể trong tiêu chuẩn và quy phạm Nhà nước *TCVN* -

197-66 và 198-66, từ việc chọn lấy mẫu, hình dạng và kích thước hình học mẫu thử, phương pháp tiến hành thí nghiệm và cách xử lý kết quả.

1/ Thí nghiệm kéo đứt

* Mục đích thí nghiệm:

Xác định các đặc trưng cơ học : Giới hạn chảy σ_c , giới hạn bền σ_b , ứng suất kéo đứt σ_d , độ giãn dài tương đối δ , độ thắt tương đối ψ .

* Phương pháp thí nghiệm:

Mẫu thử : Khi thí nghiệm kéo đứt cần chế tạo ít nhất ba mẫu vật liệu thử có tiết diện ngang hình tròn hoặc hình chữ nhật (dẹt). Các mẫu tiết diện tròn có đường kính d và chiều dài phần khảo sát của mẫu l_0 bằng năm hoặc mười lần đường kính mẫu tùy thuộc điều kiện thí nghiệm. Mẫu dẹt thường có chiều rộng b bằng hai lần chiều dày h của mẫu (thường là chiều dày của tấm vật liệu) và chiều dài khảo sát l_0 của mẫu dẹt cũng như quy định của mẫu tiết diện tròn.

Mẫu được thử kéo đứt trên các máy thí nghiệm có công suất chọn lớn hơn khả năng chịu tải của mẫu từ 1,2 đến 1,4 lần. Lực kéo mẫu được chia thành nhiều cấp, giá trị mỗi cấp khoảng $(1/10 \div 1/15)$ tải trọng phá hoại mẫu và cần khống chế tốc độ tăng tải trung bình khi thí nghiệm từ 1 đến 2 kg/cm²/s. Tương ứng với mỗi cấp tải tiến hành đo độ giãn dài Δl của chuẩn đo l_0 . Với quá trình tiến hành thí nghiệm này hoàn toàn có thể quan sát được sự diễn biến về mối quan hệ giữa lực tác dụng và biến dạng tương đối của vật liệu trong mẫu thử.

Xác định được mức tải trọng thí nghiệm qua các giai đoạn làm việc khác nhau của vật liệu, trong đó có :

- ◇ Tải trọng gây chảy (P_c), tương ứng với lúc giá trị lực tác dụng không thay đổi, nhưng biến dạng dẻo phát triển nhanh.
- ◇ Tải trọng cực đại (P_{max}), tương ứng với giá trị lực tác dụng lớn nhất mà mẫu chịu được.
- ◇ Tải trọng phá hoại (P_{ph}), tương ứng với giá trị lực tác dụng lúc mẫu đứt.

Từ các số đo lực và độ giãn dài có được trong thí nghiệm kéo đứt mẫu cho phép xác định các chỉ tiêu sau đây của vật liệu khảo sát :

- Giới hạn chảy σ_c : $\sigma_c = \frac{P_c}{F_o} [kg / cm^2]$
- Giới hạn bền σ_b : $\sigma_b = \frac{P_{max}}{F_o}$
- Ứng suất kéo đứt σ_{ph} : $\sigma_{ph} = \frac{P_{ph}}{F_{eo}}$

- Độ giãn tương đối δ : $\delta = \frac{l_k - l_o}{l_o} 100 \%$
- Độ thắt tương đối ψ : $\psi = \frac{F_k - F_o}{F_o} 100 \%$

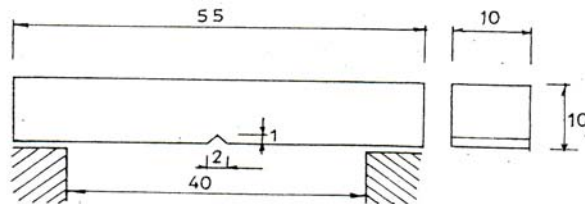
Trong đó : l_k : chiều dài khảo sát khi mẫu đứt
 l_o : chiều dài khảo sát ban đầu của mẫu
 F_k : diện tích tiết diện eo thắt của mẫu khi đứt
 F_o : diện tích tiết diện ngang ban đầu của mẫu.

2/ Thí nghiệm độ dai và đập :

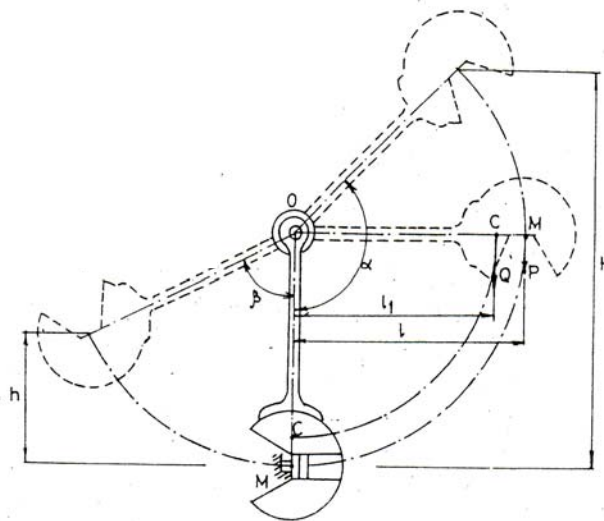
UU* Mục đích thí nghiệm

Thử độ dai và đập nhằm xác định cường độ chịu va chạm và khuynh hướng phá hoại dòn của vật liệu. Thép và hợp kim chịu tác dụng của lực xung kích ở nhiệt độ thấp thường bị phá hoại dòn. Độ dai và đập của thép và hợp kim thể hiện qua hệ số dai xung kích a :

Hình 2.9. Hình dạng và kích thước mẫu thử



Hình 2.10. Sơ đồ thí nghiệm và đập



$$a = \frac{A}{F} [\text{kg} \cdot \text{m} / \text{cm}^2]$$

Trong đó : A : công cần để phá hoại mẫu [kg.m]
 F : diện tích tiết diện mẫu tại vị trí phá hoại [cm²]

* Phương pháp thí nghiệm

Mẫu thử : cần chế tạo các mẫu vật liệu hình lăng trụ có kích thước 10 x 10 x 55mm ở chính giữa tạo một rãnh ngang hình chữ V có độ sâu 1mm và rộng 2mm (h.2.9).

Trên hình 2.10 giới thiệu sơ đồ làm việc của thiết bị. Mẫu thử được gá lắp trên hai gối của thiết bị cách nhau 40mm và cách tâm quay một đoạn l. Quả búa nâng lên ở độ cao H, khi được giải phóng, búa rơi tự do quanh tâm quay; trên đường rơi búa gặp phải mẫu thử, đập gãy mẫu thử và tiếp tục văng lên độ cao h.

Năng lượng tiêu thụ hay công phá hoại mẫu A khi trọng tâm C của búa trùng với điểm va chạm M của búa được tính bằng :

$$A = P (H - h)$$

H : độ cao xuất phát của quả búa :

$$H = l (1 - \cos \alpha)$$

h : độ cao cuối cùng của quả búa sau khi phá hoại mẫu

$$h = l (1 - \cos \beta) \quad ; \quad \alpha : \text{góc nâng quả búa,}$$

β : góc văng của quả búa

$$A = Pl (\cos \beta - \cos \alpha)$$

với trường hợp trọng tâm C trùng với điểm va chạm M :

$$A = Ql_1 (\cos \beta - \cos \alpha)$$

3/ Thí nghiệm mỗi của vật liệu :

* Mục đích thí nghiệm

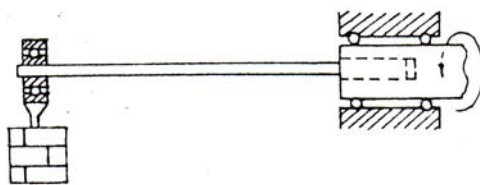
Thử mỗi nhằm xác định độ bền mỗi của thép và hợp kim. Độ mỗi của thép và hợp kim là quá trình phá hoại dần vật liệu dưới tác dụng của ứng suất thay đổi theo chu kỳ. *Ứng suất lớn nhất mà mẫu chịu được không bị phá hoại sau một số chu kỳ xác định là tiêu chuẩn để đánh giá giới hạn bền mỗi của kim loại.* Độ bền mỗi của vật liệu phụ thuộc vào độ không đối xứng của chu kỳ ứng suất thay đổi ($r = p_{\min} / p_{\max}$) và trạng thái ứng suất tác dụng.

* Phương pháp thí nghiệm :

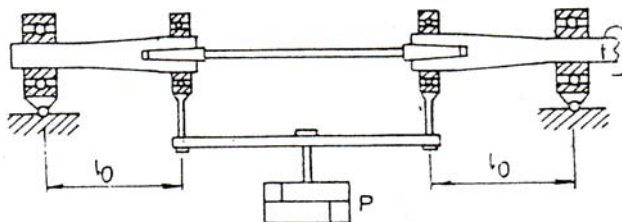
Để xác định độ bền mỗi của một loại thép hoặc hợp kim cần tiến hành thí nghiệm phá hoại ít nhất là sáu mẫu thử vật liệu. Mẫu thử hình trụ chiều dài 250 mm, $d = 8 \div 12$ mm, tròn , nhẵn bóng. Thí nghiệm độ bền mỗi của vật liệu được tiến hành với trạng thái ứng suất đơn từ sơ đồ gia tải kéo - nén, uốn, xoắn. Đơn giản nhất thường là tạo trạng thái ứng suất thay đổi có chu kỳ đối xứng ($r = - 1$) như (h.2.11) (h.2.12).

Trong thí nghiệm mỗi cần xác định hai tham số là giá trị ứng suất cực đại $p_{\max}$ tác dụng vào mẫu và số chu kỳ thay đổi dấu của ứng suất cho đến lúc phá hoại mẫu.

Hình 2.11. Sơ đồ thí nghiệm
mỏi theo sơ đồ côngxôn



Hình 2.12 Sơ đồ thí nghiệm
mỏi uốn theo sơ đồ dầm

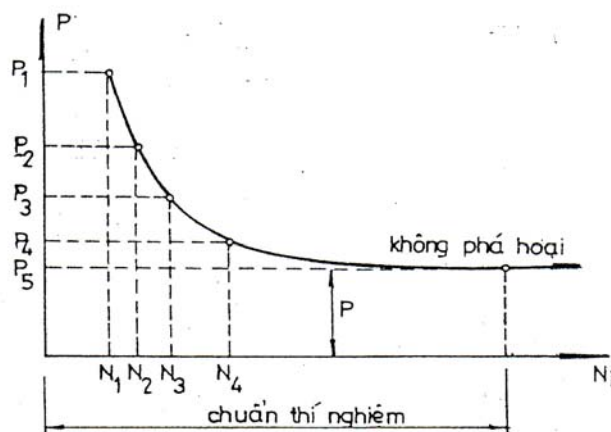


Hai tham số này có quan hệ mật thiết với nhau đối với từng loại vật liệu, cho nên trong thí nghiệm, cần chọn trước một tham số để xác định tham số kia, thường chọn trước giá trị ứng suất $p_{\max}$ tác dụng vào mẫu để xác định số chu kỳ quay N (đối với thép $p_{\max} \approx 0,6 \sigma_b$, kim loại màu và hợp kim nhẹ $p_{\max} \approx 0,4 \sigma_b$)

Quá trình thí nghiệm điều chỉnh $p_{\max}, N$ sao cho trong mẫu thử cuối cùng đảm bảo được giá trị ứng suất $p_{\max}$ không nhỏ thua 200 kg/cm^2 .

Số chu kỳ phá hoại giới hạn N đối với thép xác định trong khoảng $5 \cdot 10^6$; với kim loại màu $20 \cdot 10^6$ và với hợp kim nhẹ $2 \cdot 10^6$.

Từ những cặp số liệu nhận được sẽ xây dựng được đồ thị biểu diễn mối quan hệ giữa giá trị ứng suất cực đại $p_{\max}$ và số chu kỳ phá hoại mẫu tương ứng N_i . Đó là đường cong mỏi Weler của vật liệu (h.2.13).



Hình 2.13. Đường cong mỏi
của vật liệu

3.2 Kiểm tra chất lượng kim loại bằng PP thử không phá hoại VL:

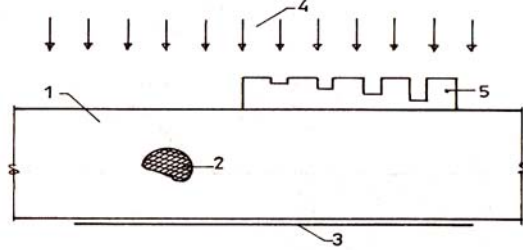
Phương pháp thí nghiệm không phá hoại được dùng phổ biến để kiểm tra chất lượng và phát hiện các khuyết tật phát sinh trong quá trình sản xuất vật liệu, chế tạo kết cấu và khai thác sử dụng công trình. Các phương pháp thí nghiệm không phá hoại được phân thành các nhóm khảo sát khác nhau tùy thuộc cơ sở vật lý của phương pháp:

- * Nhóm ứng dụng tia phóng xạ rơngren, gamma;
- * Nhóm ứng dụng sóng âm thanh, siêu âm;
- * Nhóm ứng dụng từ trường và điện từ.

1/ Ứng dụng sự chiếu xạ rơngren - gamma để quan sát KC kim loại

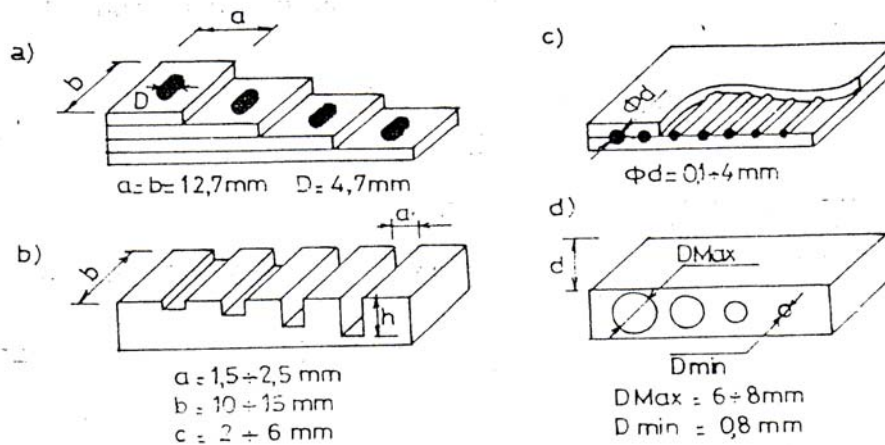
Khi thăm dò và phát hiện các khuyết tật trong KC kim loại, đặc biệt trong mối hàn có thể dùng phương pháp chiếu chụp tia rơngren hoặc gamma.

Muốn phát hiện, xác định vị trí và kích thước của một khuyết tật nằm trong kết cấu cần phải tiến hành một hoặc hai phép chụp tia gamma.(h. 2.14).



Hình 2.14. Sơ đồ chụp tia gamma để dò khuyết tật

1- vật liệu, 2- khuyết tật, 3- bản phim, 4- chùm tia, 5- thanh chuẩn



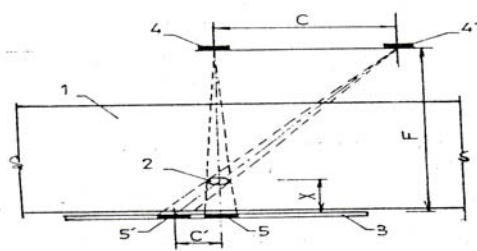
Hình 2.15. Các loại thanh khuyết tật chuẩn

a- thanh chuẩn quốc tế, b- thanh chuẩn Nga,

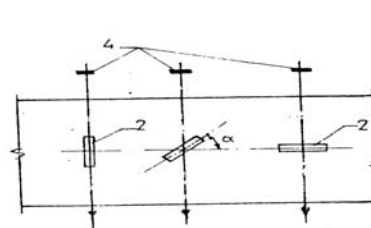
c- thanh chuẩn Anh, Pháp, Nhật, d- thanh chuẩn Mỹ

Kích thước của khuyết tật theo phương rọi được xác định bằng cách so sánh cường độ tối của khuyết tật với các ảnh khác khi rọi tia qua các lỗ chuẩn (có kích thước xác định khác nhau) trên một thanh vật liệu cùng loại đặt ngay trên kết cấu.

Để xác định độ sâu của khuyết tật trong kết cấu cần tiến hành hai phép chụp trên cùng một tấm phim từ hai vị trí rọi chùm tia cách nhau một đoạn c và cùng cách tấm phim một khoảng F (h. 2.16)



Hình 2.16. Sơ đồ xác định các đặc trưng khuyết tật



Hình 2.17. Vị trí khuyết tật

$$x = \frac{c F}{c + c'}$$

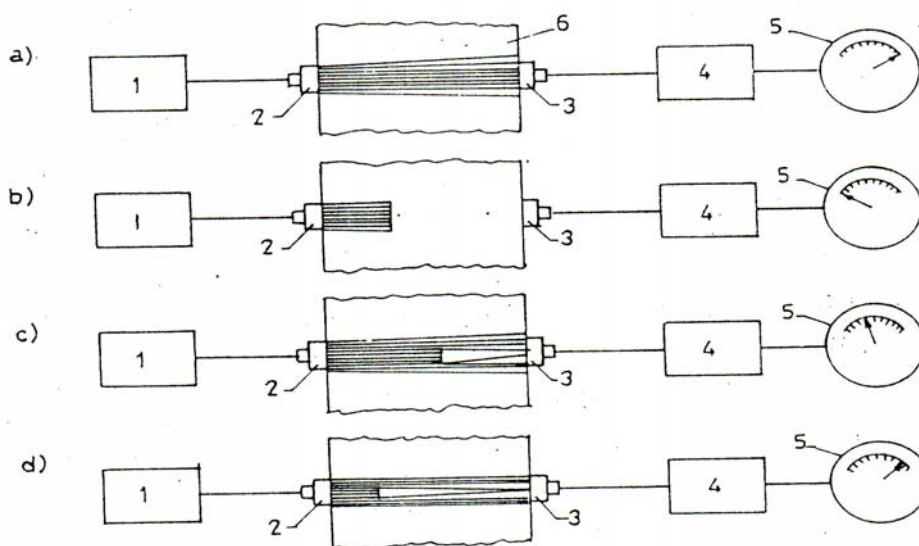
Khi các khuyết tật trong kết cấu có kích thước như nhau, nhưng hình ảnh của chúng nhận được trên phim có thể có kích thước và cường độ tối khác nhau tùy thuộc góc lệch giữa hướng khuyết tật với hướng chùm tia rơi (h. 2.17). Trong trường hợp này, để xác định chính xác các đặc trưng hình học của khuyết tật trong thực tế cần phải thực hiện hai phép rơi chụp chùm tia phóng xạ theo hai hướng khác nhau.

2/ Phương pháp siêu âm trong kim loại :

Phương pháp kiểm tra chất lượng kim loại bằng sóng siêu âm dựa trên cơ sở nghiên cứu quá trình lan truyền sóng dao động đàn hồi có tần số từ 0,5 đến 25 MHz trong môi trường vật liệu của kết cấu. Quá trình thực hiện các phép kiểm tra có thể theo nhiều nguyên lý khác nhau như : bóng tắt, xung dội, cộng hưởng, tổng trở và dao động tự do; trong đó dùng phổ biến và có hiệu quả nhất là phương pháp dò bóng tắt và phương pháp xung ngắt quãng.

a. Phương pháp dò bóng tắt (h. 2.18)

Hình 2.18.
Phương pháp dò bóng tắt

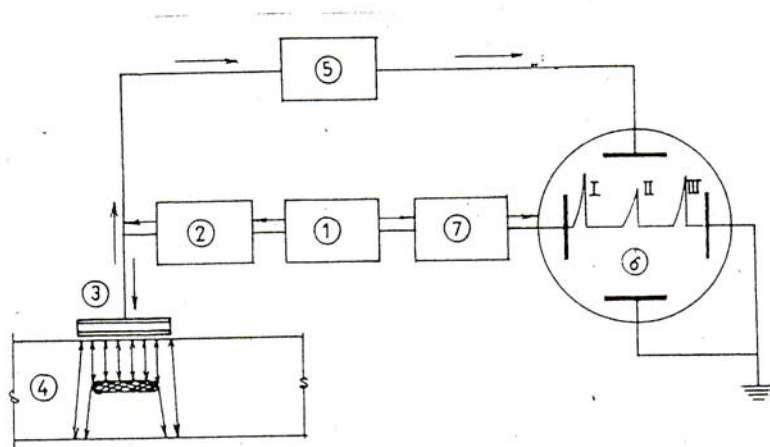


Từ máy phát cao tần (1) tạo một điện trường thay đổi truyền đến các tấm áp điện

(piezo) trong đầu phát (2) sẽ tạo ra chùm siêu âm. Khi chùm siêu âm đó truyền qua sản phẩm hay kết cấu khảo sát (6), kết quả sẽ nhận được một trong những trường hợp sau :

- Nếu trên đường dao động không gặp phải các khuyết tật thì các sóng dao động đàn hồi sẽ truyền thẳng đến đầu thu (3). Cường độ siêu âm nhận được ở đầu thu (3) giảm thua cường độ của chùm siêu âm phát ra từ đầu phát (2). Điều này cho thấy, trong quá trình lan truyền có sự mất mát năng lượng do hiện tượng phản xạ, suy giảm và sự sai lệch hình học. Trường hợp kết cấu khảo sát có chiều dày không thay đổi, hai mặt đối phẳng và song song với nhau, vật liệu hoàn toàn đồng nhất, đầu thu siêu âm (3) được gắn chặt vào bề mặt kết cấu và đồng trục với đầu phát (2) thì cường độ siêu âm thu được sau khi qua khỏi môi trường ở đầu (3) hầu như không bị suy giảm; kim đồng hồ chỉ thị (6) chỉ dao động quanh giá trị cường độ phát ban đầu (h.2.18a)
- Nếu trên đường truyền sóng dao động gặp phải khuyết tật thì tùy thuộc vào diện tích tiết diện của chùm tia siêu âm, diện tích bề mặt phản chiếu của khuyết tật và khoảng cách từ khuyết tật đến mặt sau của kết cấu sẽ xảy ra ba khả năng như (h.2.18b), (h.2.18c), (h.2.18d).

b. Phương pháp xung ngắt quãng để dò khuyết tật:



Hình 2.19. Sơ đồ máy dò khuyết tật bằng xung siêu âm ngắt quãng

Máy dò khuyết tật bằng xung siêu âm được dùng rất rộng rãi trong nghiên cứu khảo sát và kiểm định các kết cấu kim loại. Trên hình 2.19 trình bày sơ đồ nguyên lý cấu tạo của các máy siêu âm dò khuyết tật trong kim loại gồm : bộ phận phát sóng cao tần (1) truyền đến bộ phận tạo xung lượng ngắt quãng (2), từ đây phát ra những xung điện trong thời gian 1 - 5 micro -giây, rồi ngừng phát vài chục micro-giây và lại phát. Xung điện được phát ra sau khi qua tấm áp điện trong đầu dò (3) biến thành sóng siêu âm cao tần truyền vào môi trường vật liệu của kết cấu (4); một phần nhỏ sóng siêu âm không truyền qua được mặt tiếp xúc với môi trường vật liệu đã quay trở về tấm áp điện trong thời gian ngừng phát xung, để được biến thành điện năng truyền đến bộ khuếch đại tín hiệu (5) và được chỉ thị trên màn hình (6) bằng một tín hiệu xung (1). Sóng siêu

âm truyền vào kết cấu đến gặp khuyết tật bên trong vật liệu, phần sóng chạm phải bề mặt của khuyết tật sẽ phản xạ trở lại các tấm áp điện trong đầu dò (3) và cho tín hiệu xung khuyết tật (II) trên màn hình. Phần sóng không bị khuyết tật chắn sẽ được truyền thẳng qua suốt chiều dày của môi trường vật liệu, rồi quay trở lại và được chỉ thị ở vị trí (III) trên màn hình. Trường hợp trong kết cấu không có khuyết tật, trên màn hình chỉ tồn tại xung (I) và (III); khoảng cách của hai xung này chính là đoạn đường đi của siêu âm trong môi trường vật liệu và vì thế, trong thực tế thiết bị còn được dùng để xác định chiều dày của kết cấu kim loại.

4. Khảo sát chất lượng kết cấu bê tông cốt thép

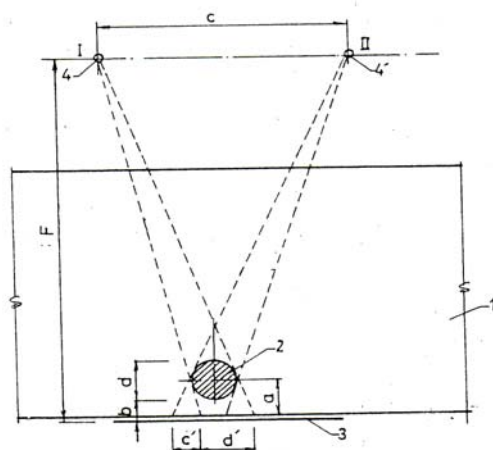
Khi đánh giá chất lượng của công trình BTCT, trước tiên cần tiến hành khảo sát riêng lẻ chất lượng của từng loại vật liệu cấu thành. Đó là bê tông và cốt thép. Tuy nhiên, đối với công trình BTCT, chất lượng còn có thể bị ảnh hưởng tùy thuộc vào một số các đặc trưng cấu tạo cốt thép trong tiết diện của kết cấu như:

- ◇ Kích thước, đường kính thanh cốt thép;
- ◇ Số lượng thanh cốt thép;
- ◇ Vị trí cốt thép trong tiết diện và chiều dày của lớp BT bảo vệ.

Để phát hiện sự có mặt của cốt thép và xác định các đặc trưng hình học của nó trong kết cấu BTCT có thể dùng các phương pháp chụp tia rơngơn, gamma ... hoặc dùng những thiết bị đo chuyên dùng như máy dò cốt thép IC-2, máy Profometer - 3 ...

4.1. Phương pháp chụp ảnh bằng các tia phóng xạ

Vị trí, khoảng cách, kích thước đường kính và chiều dày của lớp bê tông bảo vệ trong tiết diện có thể xác định bằng phương pháp chụp tia rơngơn hoặc gamma theo sơ đồ trình bày trên hình 2.20.



Hình 2.20. Sơ đồ đo để xác định các đặc trưng cốt thép trong kết cấu bê tông cốt thép

Với các phép chụp hình trên, ta có được các kích thước sau:

- c - Khoảng cách dịch chuyển của nguồn phát xạ;
- F - Khoảng cách từ nguồn phát xạ đến tấm phim;

c' - Đoạn dịch chuyển của ảnh cốt thép trên phim khi nguồn phát chuyển vị trí;
 d' - Kích thước hình ảnh cốt thép trên phim.

Từ đó, có thể tính toán kích thước đường kính d của cốt thép nằm trong kết cấu theo công thức:

$$d = d' \frac{c}{c + c'}$$

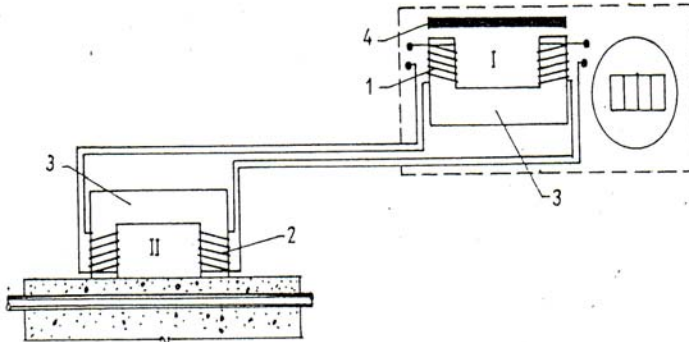
Và chiều dày của lớp bê tông bảo vệ :

$$b = F \frac{c}{c + c'} - \frac{d}{2}$$

4.2. Thiết bị chuyên dùng để xác định các đặc trưng của CT trong BT:

Các thiết bị dùng để xác định những đặc trưng của cốt thép nằm trong BT (đường kính, vị trí của cốt thép và chiều dày lớp bê tông bảo vệ) được chế tạo dựa trên hiệu ứng của hiện tượng cảm ứng điện từ (hình 2.21).

Cấu tạo cơ bản của các thiết bị này (máy IC-2, Profometer-3,...) là bộ chuyển đổi cảm ứng kiểu biến áp. Bộ chuyển đổi gồm hai phần tử cảm biến (I) và (II), chúng có cấu tạo hoàn toàn giống nhau. Mỗi phần tử có hai cuộn dây (1) và (2) bao quanh hai nhánh của một lõi sắt biến thể (3) chữ U. Khi các cuộn sơ cấp trên hai phần tử là đồng nhất và được mắc tương phản với nhau thì điện áp ra trên bộ chuyển đổi sẽ bằng không.



Hình 2.21. Sơ đồ nguyên lý của thiết bị xác định các đặc trưng của cốt thép

Trong phần tử cảm biến (I) đặt bên trong máy có bộ phận cấu tạo để có thể làm thay đổi được sức kháng từ bằng cách dịch chuyển vị trí của một vít sắt từ (4) đến gần cuộn cảm trên phần tử cảm biến. Vị trí tương ứng của vít sắt từ với cuộn cảm sẽ xác định mức độ mất cân bằng của bộ chuyển đổi, tức là đại lượng của sức điện động trong cuộn thứ cấp.

Khi thiết bị đã được hiệu chỉnh cân bằng, nếu dịch chuyển phần tử cảm biến đầu đo (II) đến gần một thanh cốt thép nằm trong bê tông thì trạng thái cân bằng sẽ bị phá và giá trị của nó có xu hướng giảm thấp, tùy thuộc vào kích thước đường kính của thanh cốt thép và khoảng cách tương ứng giữa đầu đo (II) với thanh cốt thép này.

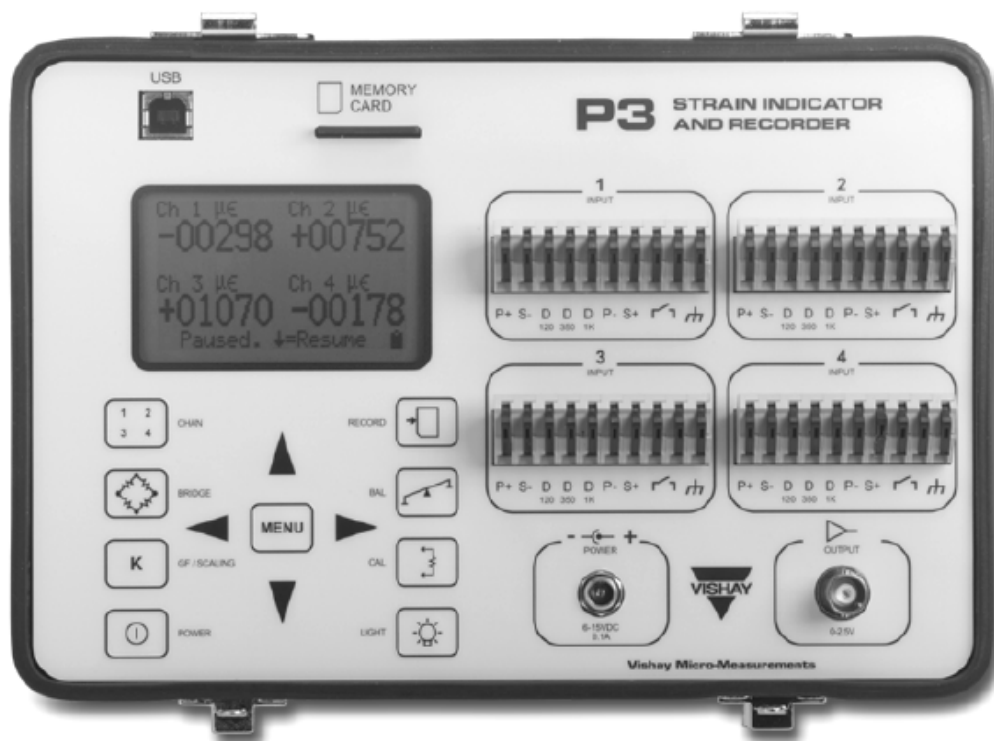
Các thiết bị đo được chế tạo theo nguyên lý này thường đơn giản và thuận tiện cho việc sử dụng trong thực tế.

CHƯƠNG 3: DỤNG CỤ VÀ PHƯƠNG PHÁP ĐO CHUYỂN VỊ, ỨNG SUẤT-BIẾN DẠNG, ĐO DAO ĐỘNG

I- ĐO CHUYỂN VỊ

II- ĐO ỨNG SUẤT- BIẾN DẠNG

III- ĐO DAO ĐỘNG



I- ĐO CHUYỂN VỊ

Đo chuyển vị cũng thuộc loại đo độ chuyển rời, nhưng trong mục này chúng ta hạn chế đo chuyển vị theo nghĩa khi vật thể chịu tác dụng của ngoại lực, các điểm của vật thể bị chuyển vị chỉ gây nên biến dạng thuần túy (không quay).

Trong các chi tiết máy móc hoặc công trình làm việc trong miền đàn hồi, chuyển vị có giá trị rất nhỏ, ngay cả khi cần xác định chuyển vị tuyệt đối của điểm này so với điểm khác lấy làm gốc.

Trong thực tế đo chuyển vị thường gắn liền với việc đo biến dạng của vật thể như: đo chuyển vị thẳng gắn liền với việc xác định độ dãn dài tuyệt đối của thanh chịu kéo (nén), đo độ võng của dầm, của tấm chịu uốn...; đo chuyển vị góc gắn liền với việc đo góc xoắn của tấm, của thanh hay đo góc xoay của dầm, của tấm chịu uốn,... Trong tài liệu này không trình bày cách đo chuyển vị của các điểm ở bên trong vật thể.

Để đo chuyển vị, người ta thường sử dụng các phương pháp sau:

- Phương pháp cơ.
- Phương pháp quang.
- Phương pháp điện
- Phương pháp đặc biệt.

1. PHƯƠNG PHÁP CƠ.

1.1. Đo chuyển vị thẳng.

Để đo chuyển vị thẳng người ta sử dụng đồng hồ đo chuyển vị. Có hai loại đồng hồ đo chuyển vị: bách phân kế và thiên phân kế. Hình 1.1 biểu diễn đồng hồ đo chuyển vị.

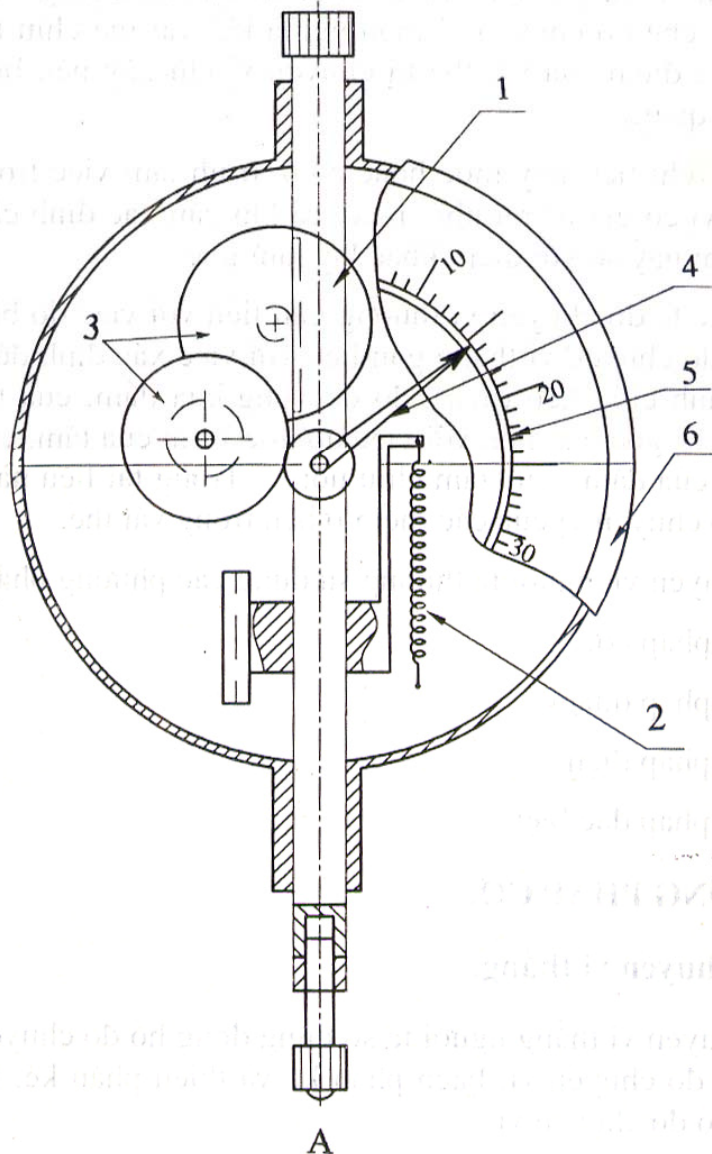
Đồng hồ này có ba bộ phận chính:

- Bộ phận tiếp xúc với vị trí cần đo.
- Bộ phận khuếch đại.
- Bộ phận chỉ thị.

Nguyên lý làm việc của đồng hồ như sau:

Đầu tiếp xúc A gắn chặt với thanh khứa 1 tỳ vuông góc với mặt đo áp lực tỳ nhờ lò xo 2. Khi vật đo chuyển dịch thì đầu tiếp xúc A chuyển động theo và đẩy thanh khứa 1 chuyển động tịnh tiến. Chuyển vị được

khuếch đại nhờ hệ thống bánh răng 3. Kim 4 được gắn chặt với trục bánh xe răng cuối cùng. Mặt số 5 có 50 vạch hoặc 100 vạch cách đều nhau. Giá trị khoảng cách giữa hai vạch của đồng hồ bách phân là 0,01 mm, của đồng hồ thiên phân kế là 0,001 mm.



Hình 1.1. 1. Thước khĩa; 2. Lò xo; 3. Bánh răng;
4. Kim chỉ; 5. Mặt số; 6. Vỏ.

Khi đo chuyển vị thẳng tại một điểm nào đó và theo phương nào đó, đặt chuyển vị kế sao cho đầu tiếp xúc A tỳ đúng điểm đo và phương của thanh 1 phải trùng với phương đo, giá giữ chuyển vị kế phải vững và cố định. Tùy thuộc giá trị chuyển vị cần đo, lựa chọn lực căng lò xo 2 ban đầu cho thích hợp.

1.2. Đo chuyển vị góc.

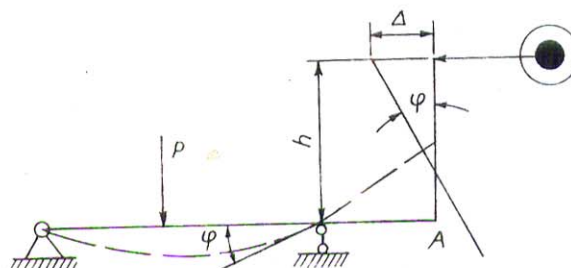
Khi đo chuyển vị góc như: xác định góc xoay của mặt cắt ngang dầm chịu uốn, xác định góc xoắn của trục chịu xoắn khi vật liệu làm việc trong miền đàn hồi thì các chuyển vị này là đại lượng rất bé, do đó có thể xem $\tan \varphi \approx \varphi$ (φ là chuyển vị góc xoay hay góc xoắn).

Từ tính chất trên, để đo chuyển vị góc có thể thông qua cách đo chuyển vị thẳng nhờ gắn thêm chi tiết phụ vào vị trí cần đo.

Ví dụ 1.

Cho dầm chịu uốn đặt trên hai gối tựa (hình 1.2). Xác định góc xoay mặt cắt tại A.

Tại A gắn cứng với dầm là một thanh vuông góc với dầm có độ cao h . Khi dầm chịu lực, thanh gắn bị quay đi một góc φ , góc φ chính bằng góc xoay của dầm tại A.



Hình 1.2

Từ hình 1.2. ta có

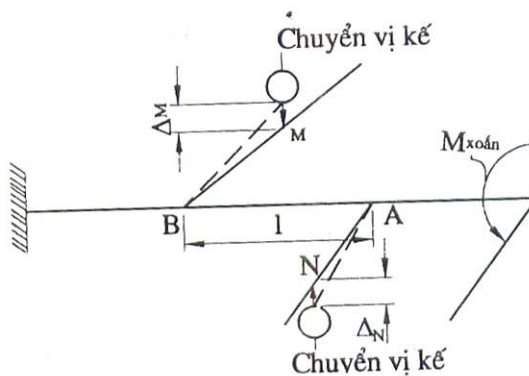
$$\tan \varphi = \frac{\Delta}{h} \approx \varphi \quad (\text{vì góc } \varphi \text{ rất bé})$$

Đo chuyển vị Δ bằng đồng hồ đo chuyển vị, có thể tính được chuyển vị góc φ .

Ví dụ 2.

Xác định góc xoắn tương đối của hai mặt cắt A, B của một thanh chịu xoắn thuần túy (hình 1.3).

Tại A và B có gắn các thanh vuông góc với trục thanh. Khi dầm chịu lực mômen xoắn các mặt cắt A, B sẽ xoay đi một góc với mặt cắt tại ngàm là $\varphi_A = \varphi_B$.



Hình 1.3

Góc xoắn tương đối $\varphi_{AB} = \varphi_A - \varphi_B$.

Lần lượt đo φ_A , φ_B tính được φ_{AB} .

Đo chuyển vị thẳng của các điểm N, M sẽ tính được φ_A , φ_B :

$$\operatorname{tg} \varphi_B = \frac{\Delta_M}{a} \approx \varphi_B; \quad \operatorname{tg} \varphi_A = \frac{\Delta_N}{a} \approx \varphi_A$$

Δ_M , Δ_N - chuyển vị thẳng của các điểm M, N.

a - khoảng cách từ trục thanh tới các điểm M, N.

2. PHƯƠNG PHÁP QUANG

2.1. Đo chuyển vị bằng thước khắc vạch, thước mã hóa

2.1.1. Thước khắc vạch

Nguyên lý đo.

Chuyển vị cơ học được truyền qua một thước di động, thước này có thể là một thước trong suốt, trên đó khắc vạch chia độ đen trắng, các vạch trắng cho ánh sáng xuyên qua hoặc phản xạ trở lại.

Một hệ thống quang học chiếu ánh sáng qua thước vạch. Khi thước di chuyển các tia sáng trắng, đen đến tế bào quang điện và tạo thành xung điện. Các xung điện được đưa qua bộ đếm đến bộ chỉ thị để chỉ mức chuyển vị, ta có:

$$D_X = N_X \cdot d_0$$

Trong đó:

D_X - khoảng chuyển vị của thước.

N_X - số xung đếm được.

d_0 - giá trị của một vạch đo.

Đây là phương pháp đo chuyển vị đạt được độ chính xác cao. Hiện nay người ta có thể chia được 2000 vạch trên 1 mm dài.

2.1.2. Thước mã hóa.

Dựa trên cơ sở của thước khắc vạch người ta chế tạo ra thước mã hóa. Thước mã hóa là một thước gồm nhiều dải khắc vạch quan hệ với nhau theo một mã nhất định.

Thông thường dùng mã nhị phân. Khi ánh sáng đi qua là 1, ánh sáng ngăn lại là 0. Tùy theo con số cần đếm mà xác định số phần tử đếm và số dòng trên thước mã hóa. Mỗi bước của thang đo làm thay đổi trạng thái của một hoặc nhiều phần tử của bộ số hóa. Sau khi giải mã kết quả được thể hiện bằng con số. Đây là cơ sở của phép đo di chuyển bằng các thiết bị số.

2.2. Đo chuyển vị bằng máy kinh vĩ.

Trong phần này chỉ giới thiệu cách dùng máy kinh vĩ để đo các chuyển vị lớn từ 10 mm trở lên, trong điều kiện không có vị trí gá đặt dụng cụ đo thuận lợi như: đo độ võng của cầu khi chịu tải trọng tĩnh và đo chuyển vị ngang của cột chống cầu vượt,...

Các dụng cụ quang học đo chuyển vị bé có thể xem tài liệu tham khảo [10].

Trên vật đo gắn một thước kẻ theo phương cần đo hoặc theo hai phương (bằng giấy kẻ vạch chia khoảng cách đủ để quan sát). Máy kinh vĩ đặt vị trí thích hợp ngắm vào thước kẻ. Khi vật chịu tải di chuyển, sẽ được giá trị chuyển vị.

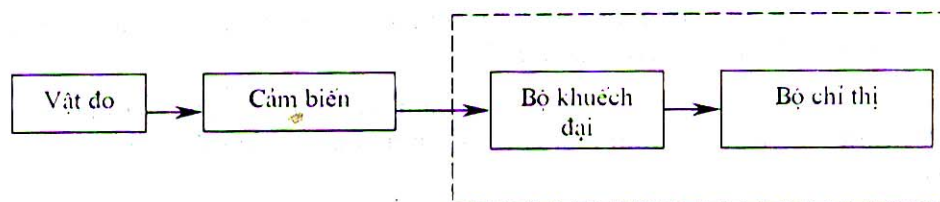
3. PHƯƠNG PHÁP ĐIỆN

Trên cơ sở các chuyển đổi sơ cấp, có thể sử dụng nhiều nguyên lý chuyển đổi khác nhau để đo chuyển vị thẳng và chuyển vị góc. Trong tài liệu này chỉ trình bày hai phương pháp: chuyển đổi điện cảm và chuyển đổi điện dung.

3.1. Phương pháp điện đo các đại lượng cơ.

Phương pháp này dựa trên cơ sở lý thuyết đo các đại lượng cơ thông qua đo các đại lượng điện. Gần đây do sự tiến bộ rất nhanh của ngành kỹ thuật điện tử nhiều nước đã chế tạo được nhiều thiết bị gọn nhẹ, có độ chính xác cao để đo biến dạng và các đại lượng cơ học khác. Các thiết bị này có loại chuyên dùng hay vạn năng, sử dụng khá thuận tiện, không những trong các phòng thí nghiệm mà ngay cả trên các công trình ở hiện trường.

Hình 1. 4 là sơ đồ khối các phương pháp điện dùng để đo các đại lượng cơ nói chung:



Hình 1.4

3.1.1. Cảm biến (hay còn gọi là sen.xơ)

Cảm biến có nhiệm vụ biến đổi các đại lượng cơ cần đo thành điện hay sự thay đổi các đại lượng điện ở cảm biến như: điện trở, điện cảm, điện dung,...

II- ĐO BIẾN DẠNG VÀ ỨNG SUẤT

Biến dạng và ứng suất là hai đại lượng cơ bản khi tính toán độ bền và độ cứng của máy móc, công trình. Nhưng giữa ứng suất và biến dạng có mối quan hệ nhất định theo các phương trình trạng thái. Ví dụ, đối với vật thể đàn hồi tuyến tính thì quan hệ đó là định luật Húc. Do đó về phương diện thực nghiệm có thể xem đo biến dạng hay ứng suất thực tế là một.

Ứng suất là một khái niệm được đặt ra để nghiên cứu về mặt lý thuyết, trực quan thì không thể nhìn thấy được, còn biến dạng là một đại lượng hình học, giá trị của nó có thể quan sát trực tiếp bằng mắt thường hoặc đo được bằng các thiết bị đơn giản hay các thiết bị hiện đại có độ chính xác cao. Do vậy các nhà khoa học thực nghiệm từ trước đến nay đã tập trung nhiều công sức xây dựng các phương pháp đo và chế tạo các thiết bị, các dụng cụ để đo biến dạng nhiều hơn các phương pháp đo trực tiếp ứng suất.

Để đo biến dạng người ta thường sử dụng các phương pháp sau:

- Phương pháp cơ học.
- Phương pháp quang.
- Phương pháp điện.
- Một số phương pháp đặc biệt khác dựa trên cơ sở kỹ thuật như tia Ronghen, Lade,...

1. PHƯƠNG PHÁP CƠ HỌC.

1.1. Dụng cụ cơ khí để đo biến dạng.

Cấu tạo dụng cụ cơ khí để đo biến dạng thường có các bộ phận chính sau: chuẩn đo; bộ khuếch đại và bộ chỉ thị.

1.1.1. Chuẩn đo.

Cấu tạo chuẩn đo gồm hai lưỡi dao, một đầu lưỡi dao cố định, một đầu lưỡi dao di động được. Hai đầu lưỡi dao cách nhau một khoảng cách gọi là chuẩn đo của dụng cụ. Chuẩn đo có chức năng xác định chiều dài cần đo trên vật thí nghiệm, để tính độ biến dạng dài tỷ đối của đoạn đó. Ví dụ, ứng với chuẩn đo l_0 của dụng cụ, vật thể bị biến dạng dài là Δl_0 , độ giãn dài tỷ đối ϵ của đoạn l_0 được tính bằng công thức sau:

1.2. Đo chuyển vị góc.

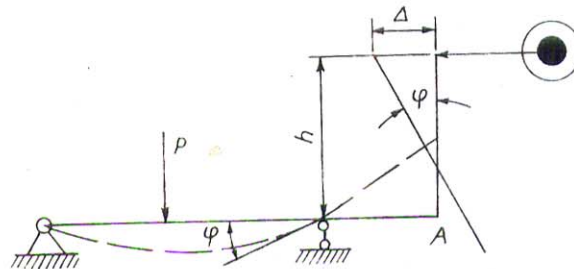
Khi đo chuyển vị góc như: xác định góc xoay của mặt cắt ngang dầm chịu uốn, xác định góc xoắn của trục chịu xoắn khi vật liệu làm việc trong miền đàn hồi thì các chuyển vị này là đại lượng rất bé, do đó có thể xem $\tan \varphi \approx \varphi$ (φ là chuyển vị góc xoay hay góc xoắn).

Từ tính chất trên, để đo chuyển vị góc có thể thông qua cách đo chuyển vị thẳng nhờ gắn thêm chi tiết phụ vào vị trí cần đo.

Ví dụ 1.

Cho dầm chịu uốn đặt trên hai gối tựa (hình 1.2). Xác định góc xoay mặt cắt tại A.

Tại A gắn cứng với dầm là một thanh vuông góc với dầm có độ cao h . Khi dầm chịu lực, thanh gắn bị quay đi một góc φ , góc φ chính bằng góc xoay của dầm tại A.



Hình 1.2

Từ hình 1.2. ta có

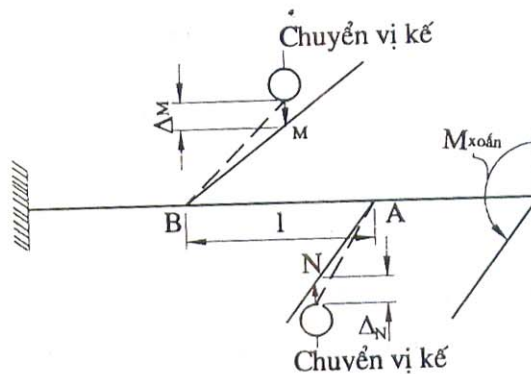
$$\tan \varphi = \frac{\Delta}{h} \approx \varphi \quad (\text{vì góc } \varphi \text{ rất bé})$$

Đo chuyển vị Δ bằng đồng hồ đo chuyển vị, có thể tính được chuyển vị góc φ .

Ví dụ 2.

Xác định góc xoắn tương đối của hai mặt cắt A, B của một thanh chịu xoắn thuần túy (hình 1.3).

Tại A và B có gắn các thanh vuông góc với trục thanh. Khi dầm chịu lực mômen xoắn các mặt cắt A, B sẽ xoay đi một góc với mặt cắt tại ngàm là $\varphi_A = \varphi_B$.



Hình 1.3

Góc xoắn tương đối $\varphi_{AB} = \varphi_A - \varphi_B$.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l_0}{l_0} \quad (2-1)$$

Chuẩn đo l_0 càng bé càng tốt vì khi cần xác định ứng suất tại một điểm nào đó, thực ra ta đo ứng suất trung bình trong đoạn l_0 (trừ trường hợp ứng suất phân bố đều trên đoạn l_0 , thì chiều dài của chuẩn đo mới không bị ảnh hưởng). Khi vật liệu chịu lực, vật thể bị biến dạng, đầu lưỡi dao cố định gắn chặt vào vật đo, còn đầu dao di động di chuyển, do đó xác định được độ dãn dài tuyệt đối Δl_0 của đoạn chuẩn đo.

1.1.2. Bộ khuếch đại.

Trị số đo độ dãn dài tuyệt đối Δl_0 thường rất bé, bằng mắt thường không thể đọc được. Bộ khuếch đại có nhiệm vụ khuếch đại trị số Δl_0 đến mức có thể đọc được một cách thuận tiện. Thường có mấy loại khuếch đại sau:

- Khuếch đại kiểu đòn bẩy (một lần hoặc nhiều lần).
- Khuếch đại kiểu bánh răng.
- Khuếch đại kết hợp kiểu đòn bẩy và kiểu bánh răng.

1.1.3. Bộ chỉ thị.

Nhiệm vụ của bộ phận này là ghi lại trị số biến dạng Δl_0 , sau khi đã được khuếch đại. Bộ phận chỉ thị thường dùng là kim chỉ thị trên thang chia độ hoặc mặt đồng hồ, nhờ đó có thể tính ngay được giá trị độ dãn dài tỷ đối theo biểu thức sau:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l_0}{K.l_0} \quad (2-2)$$

trong đó:

Δl_0 - độ dãn dài tuyệt đối trên bộ phận chỉ thị.

K- độ khuếch đại của dụng cụ đo.

l_0 - chuẩn đo.

1.2. Giới thiệu một vài dụng cụ đo.

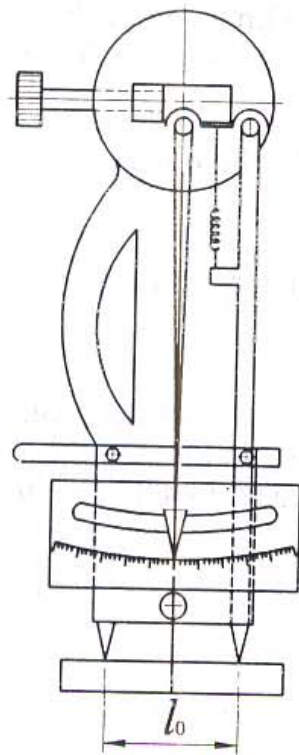
1.2.1. Tensomet đòn (kiểu TP-794).

Cấu tạo và nguyên lý làm việc.

Hình dáng của tensomet đòn được mô tả trên hình 2.1. Sơ đồ tensomet đòn cho trên hình 2.2. Trên khung 1 của tensomet có lưỡi dao cố định 2, lưỡi dao di động 3 hình quả trám tỳ lên khung 1. Khoảng cách giữa hai lưỡi dao là chuẩn đo " l_0 " của tensomet. Lưỡi dao 3 nối liền với

thanh thẳng 4. Khi đo biến dạng cần cặp tensomet vào mẫu đo sao cho hai lưỡi dao tỳ lên mặt mẫu. Khi mẫu biến dạng, lưỡi dao 3 quay quanh điểm tỳ trên khung 1. Thanh 4 quay theo đường nét đứt trên hình 2.2 đẩy kim chỉ thị 5 quay trên mặt thang chia độ 6, khoảng cách giữa hai vạch chia là 1 mm. Khi biến dạng dài của chuẩn đo " l_0 " là 0,001 mm thì kim chỉ thị 5 chạy được một vạch trên mặt thang chia độ 6, như vậy hệ số khuếch đại của dụng cụ là: $k = 1000$ và thực tế giá trị khoảng cách giữa hai vạch là 0,001 mm.

Chuẩn đo " l_0 " của tensomet thường bằng 20 mm, nếu dùng lưỡi dao phụ (chân phụ) thì chuẩn đo của tensomet có thể dài tới 200 mm hoặc lớn hơn.



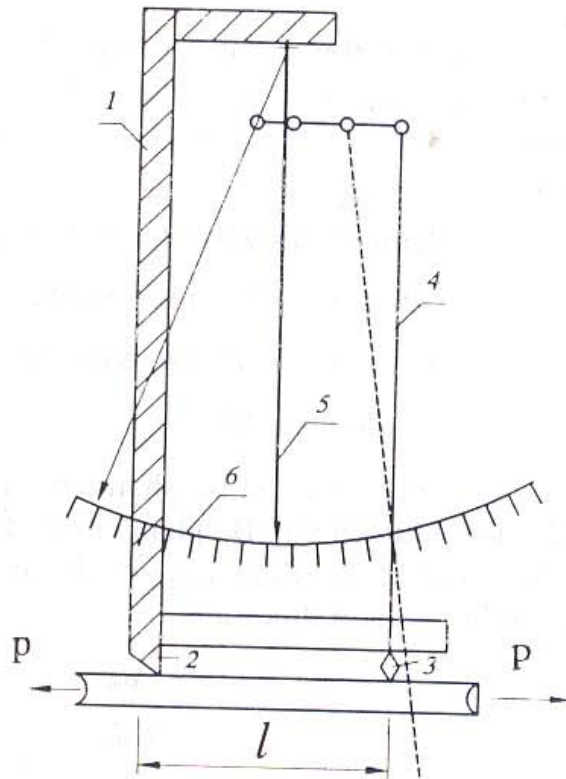
Hình 2.1.

1.2.2. Tensomet AISTÔP.

Tensomet AISTÔP cũng dùng để đo biến dạng có giá trị bé.

Hình 2-3 mô tả sơ đồ tensomet AISTÔP đã được kẹp trên mẫu (không vẽ bộ phận kẹp trên hình 2.3).

Trên khung 1 của tensomet phân ra làm hai phần nhờ miếng cách điện B có dao cố định 2 và vít 3. Trên mặt đĩa tròn 5 có chia vạch đều, khoảng cách giữa hai vạch là 1 mm. Dao di động 6 hình quả trám có cán dài và tựa trên khung 1. Khoảng cách giữa hai lưỡi dao là chuẩn đo " l_0 " của tensomet.



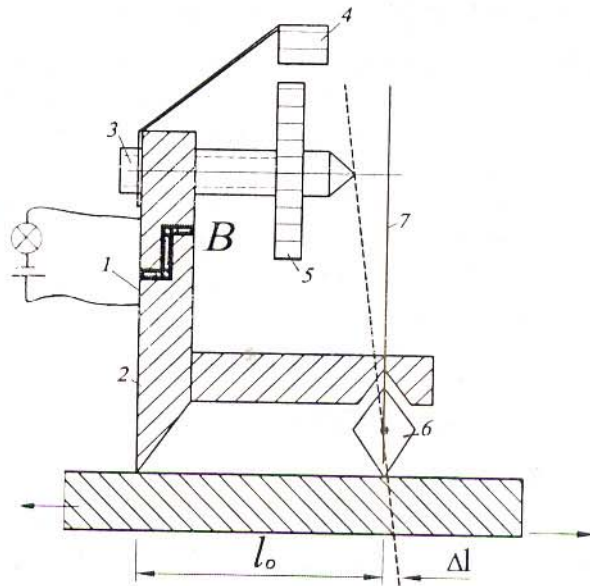
Hình 2.2.

1- khung; 2- lưỡi dao cố định;
3- lưỡi dao di động; 4- thanh thẳng;
5- kim chỉ thị; 6- thang chia độ.

Khi mẫu biến dạng, dao di động quay quanh rãnh tựa ở khung 1, thanh 7 nghiêng đi (đường nét đứt trên hình 2.3) với giả thiết là mẫu chịu

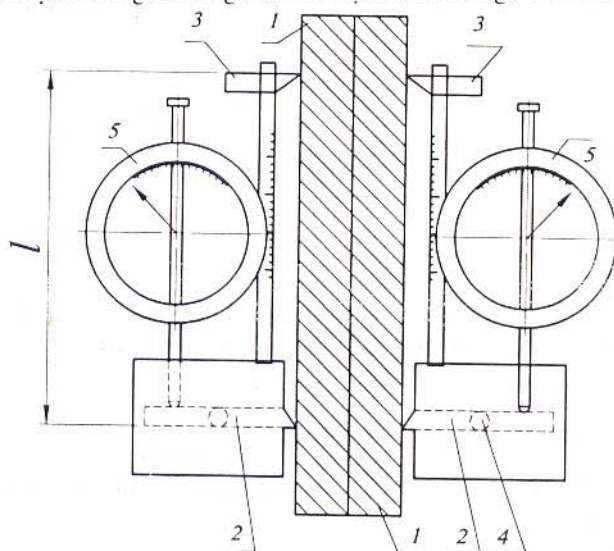
kéo. Giả sử khi mẫu chưa biến dạng, quay đĩa tròn 5 sao cho mũi nhọn của vít 3 tiếp xúc với thanh 7, khi tiếp xúc mạch điện khép kín còi tín hiệu kêu, xem vạch nào trên mặt đĩa tròn trùng với vạch đích trên núm chỉ thị 4, ví dụ, vạch thứ 20, sau khi mẫu biến dạng, lại làm như trên. Ví dụ, vạch thứ 21 trên đĩa tròn 5 trùng với vạch đích, như vậy hiệu số $21 - 20 = 1$ vạch chia chính là biến dạng của chuẩn đo " l_0 ". Song không

phải biến dạng đó bằng 1 mm, mà biến dạng chỉ bằng 0,001 mm, vì tensomet đã được chế tạo có hệ số khuếch đại $k = 1000$, nghĩa là thực tế giá trị khoảng cách giữa hai vạch chỉ bằng: $1 \text{ mm} : 1000 = 0,001 \text{ mm}$.



Hình 2.3

1- khung; 2- dao cố định; 3- trục vít; 4- núm chỉ thị; 5- đĩa tròn khắc vạch; 6- lưỡi dao di động; 7- cán dò.



Hình 2.4

1- khung; 2- dao di động; 3- dao cố định; 4- chốt; 5- chuyển vị.

1.2.3. Tensomet MK-3.

Tensomet

MK - 3 dùng để đo biến dạng có giá trị bé.

Hình 2.4

trình bày sơ đồ tensomet MK - 3 gá trên mẫu thử (không vẽ bộ phận kép). Nó gồm hai chuyển vị kế 5 lắp trên khung 1, hai dao cố định 3 và hai dao di động 2 lắp trên khung 1.

Dao di động quay quanh chốt 4, đầu dưới của trục chuyển vị kế tỳ trên cán dao di động. Khoảng cách giữa dao cố định và dao di động là chuẩn đo của tensomet. Chuẩn đo của tensomet có thể thay đổi bằng cách xê dịch dao cố định trên thanh đứng của khung 1.

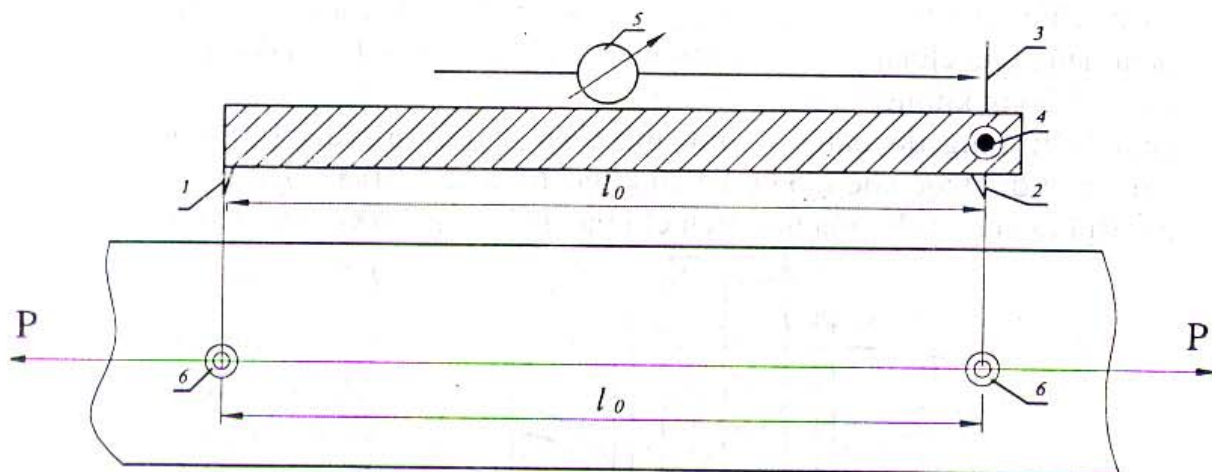
Khi mẫu biến dạng, dao di động quay quanh chốt 4 và đẩy trục chuyển vị kế đi lên, kim chỉ thị trên mặt số của chuyển vị kế quay. Mặt số của chuyển vị kế chia ra 50 vạch cách đều nhau. Giá trị mỗi khoảng chia là 0,01 mm. Khoảng cách từ điểm tỳ của đầu trục chuyển vị kế đến chốt 4 và từ chốt 4 đến lưỡi dao di động 3 dài bằng nhau, nên chỉ có chuyển vị kế làm nhiệm vụ khuếch đại biến dạng. Như vậy, giả sử vị trí của kim chỉ thị tương ứng với lúc trước và sau khi mẫu biến dạng cách nhau n khoảng, độ biến dạng của chuyển vị đo sẽ bằng:

$$\Delta = 0,01 n \text{ (mm)}$$

1.2.4. Tensomet DEMEC 4671 (hình 2.5).

Phương pháp đo.

Trước tiên dán hai khuy 6 vào khoảng cần đo. Khoảng cách hai tâm của khuy đúng bằng chuẩn đo l_0 . Khuy có lỗ ở tâm.



Hình 2.5. 1- dao cố định; 2- dao di động gắn trên thanh 3 quay xung quanh khớp 4 đặt trên thanh. Chuẩn đo $l_0 = 20 \text{ cm}$; 5- đồng hồ chỉ thị; mỗi vạch đo tương ứng với độ biến dạng tỷ đối $\varepsilon = 0,8.10^{-5}$.

Sau khi chịu lực, hai khuy bắt đầu di chuyển tương đối với nhau.

Đặt hai đầu dao 1, 2 vào hai lỗ. Đồng hồ chỉ thị cho biết độ giãn dài tỷ đối ε của vật chịu lực.

3. PHƯƠNG PHÁP ĐIỆN.

3.1. Xác định biến dạng bằng tấm điện trở.

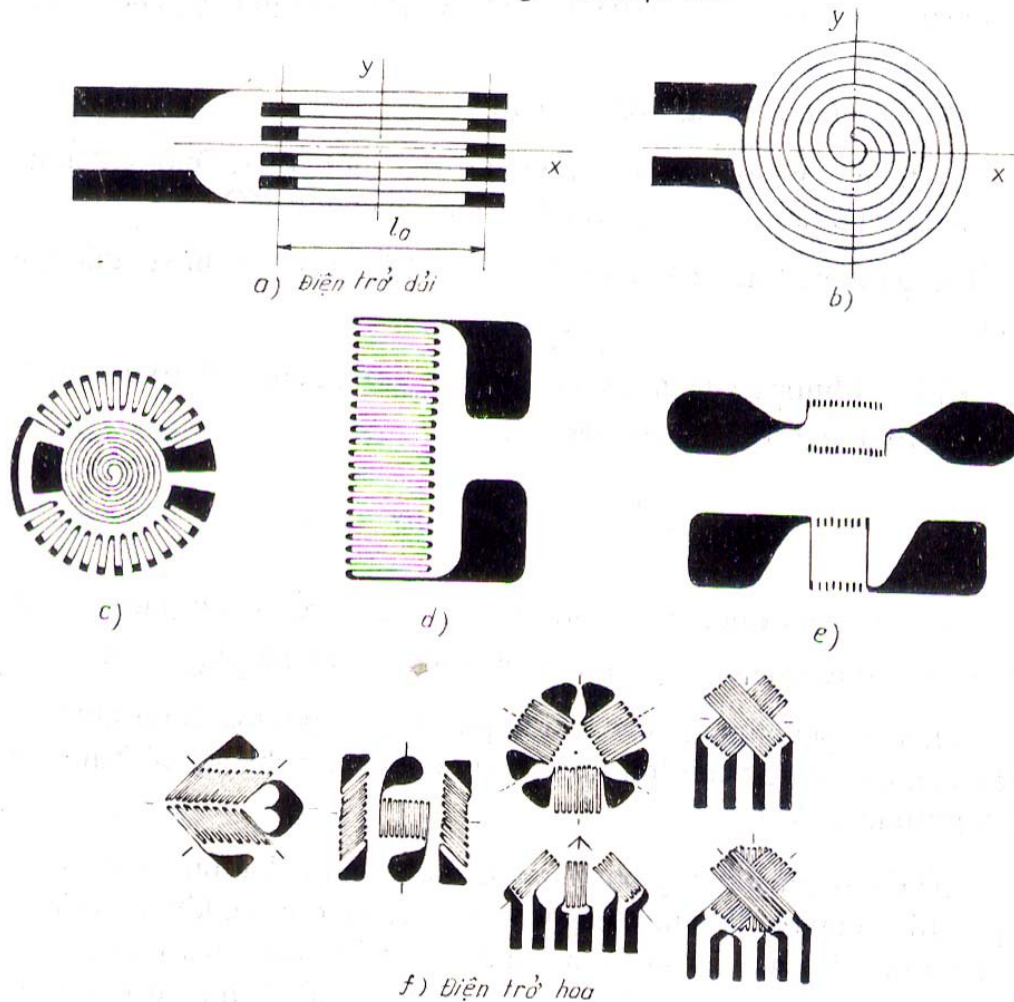
Nguyên lý làm việc của loại chuyển đổi điện trở này là xem biến dạng như hàm số của sự thay đổi điện trở của cảm biến. Thường sử dụng các loại cảm biến sau:

- Cảm biến điện trở bằng dây kim loại.
- Cảm biến điện trở bằng vật liệu không kim loại.
- Cảm biến điện trở bằng vật liệu bán dẫn.

Trong tài liệu này chỉ trình bày các loại cảm biến điện trở bằng dây kim loại.

3.1.1. Cảm biến điện trở bằng dây kim loại.

Loại cảm biến này thường được chế tạo thành các tấm gọi là tấm điện trở. Tùy theo yêu cầu sử dụng mà tấm điện trở có nhiều hình dáng khác nhau. Hình 2.18 là một số dạng tấm điện trở.



Hình 2.18

3.1.2. Cấu tạo và cách sử dụng tấm điện trở.

Tấm điện trở dây gồm một dây kim loại được gấp hay cuộn lại trong một mặt phẳng, làm từ hợp kim quý như:

- Cồngtan gồm 60Cu + 40Ni.

- Nicrôm gồm 80Ni + 20Cr hoặc 65Ni + 25Fe + 10Cr

Đường kính dây d nhỏ khoảng 0,025 mm (có thể dùng dây có đường kính $d = 0,04 \div 0,05$ mm), có điện trở từ $50\Omega \div 200\Omega$.

Cuộn dây được giữ chặt nhờ một loại keo đặc biệt trong túi bằng giấy hoặc bằng chất dẻo có quét lớp cách điện tạo thành một tấm mỏng. Tính chất keo sẽ cho phép nhiệt độ sử dụng của tấm điện trở là bao nhiêu.

l_0 là chuẩn đo của tấm điện trở. Tùy theo yêu cầu sử dụng người ta thường chế tạo các loại tấm có các giá trị chuẩn đo khác nhau, ví dụ $l_0 = 5$ mm; 10 mm; 20 mm. Trường hợp dưới tác dụng của ngoại lực biến dạng vật đo rất bé, như đo trên bê tông, có thể chế tạo các loại tấm có chuẩn đo $l_0 = 50$ mm $\div$ 100 mm.

Nhìn chung phạm vi đo biến dạng dài tương đối ε bằng cảm biến điện trở dây có dải rất rộng: $\varepsilon = 0,005 \div 0,02\%$ hoặc $\varepsilon = 1,5 \div 2\%$, đôi khi có thể $\varepsilon = 6 \div 10\%$ (dùng đo vật liệu composite).

Khi cần đo biến dạng tại một điểm theo một phương nào đó, phải dán tấm điện trở tại điểm đó theo phương cần đo nhờ một loại keo dán đặc biệt sao cho khi vật đo bị biến dạng thì tấm điện trở sẽ biến dạng theo. Loại keo này được chế tạo tùy theo nhiệt độ sử dụng.

Ví dụ.

Aceton - celluloid: nhiệt độ sử dụng $\pm 60^\circ$, thời gian khô 10÷12h.

Bakêlit - phenol: nhiệt độ sử dụng ($-50^\circ\text{C} \div 180^\circ\text{C}$), thời gian khô 30 ÷ 36h.

Khi dán tấm điện trở lên vật đo cần chú ý theo đúng quy trình kỹ thuật được chỉ dẫn như: đánh bóng sạch vị trí cần đo với diện tích lớn hơn tấm điện trở; keo dán phải quét thành lớp mỏng, đều; tấm điện trở phải đặt đúng hướng đo; phải kiểm tra sự cách điện đúng quy định giữa tấm điện trở và vật đo trước khi sử dụng,...

Ưu điểm của cảm biến điện trở là quán tính nhỏ, sử dụng được ở dải tần rộng 0 ÷ 100kHz, giá thành rẻ, có thể đo cả tĩnh lẫn động.

3.1.3. Cơ sở lý thuyết.

Xét tấm điện trở dài rộng (hình 2.18a), điện trở R của tấm được xác định theo biểu thức:

$$R = \rho \frac{l}{F} \quad (2.31)$$

trong đó

R- điện trở của tấm, om (Ω).

ρ - điện trở suất của dây.

l- chiều dài của dây.

F- diện tích mặt cắt ngang của dây.

Khi dây chịu kéo căng hạn, chiều dài của dây tăng một lượng Δl , tiết diện F giảm một lượng ΔF , do đó gây ra sự thay đổi điện trở R của tấm một lượng ΔR . Để tìm quan hệ giữa hai đại lượng ΔR và Δl , vì phân phương trình (2.31) và xem R như là hàm của ρ , l, F, ta được

$$dR = \frac{\rho F dl + l F d\rho - l \rho dF}{F^2} \quad (2.32)$$

Gọi V là thể tích của dây, ta có:

$$V = F.l$$

và

$$dV = F.dl + l.dF \quad (2.33)$$

Độ biến dạng thể tích tỷ đối là:

$$\theta = \frac{dV}{V}$$

Nếu bỏ qua vô cùng bé bậc cao, theo lý thuyết đàn hồi, ta có:

$$\theta = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \quad (2.34)$$

trong đó

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ - độ dẫn dài tỷ đối theo các phương tương ứng x,y,z.

Gọi $\epsilon = \epsilon_x$ là độ dẫn dài tỷ đối theo phương cân đo, thì $\epsilon_y = \epsilon_z = -\mu\epsilon$, thay vào (2.34), ta được:

$$\theta = \epsilon_x (1 - 2\mu) = \epsilon(1 - 2\mu) \quad (2.35)$$

trong đó

$$\mu - \text{hệ số Poatxông; } \epsilon = \frac{\Delta l}{l}$$

Từ (2.31), (2.34) và (2.35) suy ra

$$\varepsilon = \frac{dR}{K.R} \quad (2.42)$$

Biểu thức (2.42) là cơ sở nguyên lý làm việc của chuyển đổi điện trở.

3.1.4. Các yếu tố cơ bản ảnh hưởng tới sự thay đổi điện trở của dây.

- Ảnh hưởng của nhiệt độ.

Dưới tác dụng của nhiệt độ thay đổi, điện trở của dây cũng thay đổi một đại lượng đáng kể (cỡ 60 N/cm² trên một độ). Vì vậy khi đo thực tế cần có phương pháp khử ảnh hưởng của nhiệt độ.

- Ảnh hưởng của độ nhạy theo phương ngang.

Dây điện trở được cuộn lại như hình 2.19 nên khi biến dạng theo phương đo các phân bị uốn cong chịu ảnh hưởng theo phương vuông góc với phương đo - phương ngang. Để đặc trưng cho ảnh hưởng này người ta đưa vào hệ số biến dạng ngang được xác định theo biểu thức sau:

$$K_{hs} = \frac{K_n}{K_d} \quad (2.43)$$

trong đó

K_n - độ nhạy theo phương ngang được xác định bằng thực nghiệm hoặc đơn giản xác định bằng biểu thức sau:

$$K_n = \frac{b}{l} K \quad (2.44)$$

k_d - độ nhạy theo phương dọc được xác định bằng thực nghiệm hoặc theo biểu thức sau:

$$K_d = \frac{l-b}{l} K \quad (2.45)$$

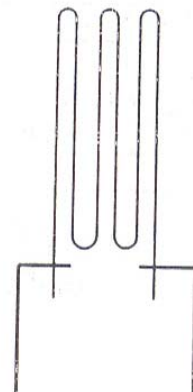
trong đó

l- chiều dài của dây.

b- chiều rộng dây cuộn.

Với chú ý ở trên có thể biểu diễn sự thay đổi điện trở tỷ đối là hàm tuyến tính của biến dạng dọc và ngang theo biểu thức:

$$\frac{\Delta R}{R} = \varepsilon_d \cdot K_d + \varepsilon_n \cdot K_n$$



Hình 2.19

trong đó

ε_d - biến dạng tỷ đối theo phương trục của tấm điện trở.

ε_n - biến dạng tỷ đối theo phương ngang.

3.1.5. Phương pháp điện trở thay đổi ΔR .

Để xác định điện trở thay đổi của tấm điện trở, khi dán vào vật đo bị biến dạng người ta thường có hai phương pháp:

- Phương pháp biến trở.
- Phương pháp cầu (sử dụng cầu cân bằng Uynton).

Các máy đo hiện nay thường sử dụng phương pháp cầu trên cơ sở lý thuyết về cầu cân bằng Uynton.

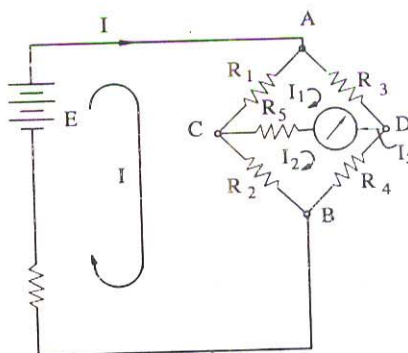
Tài liệu này chỉ giới thiệu phương pháp cầu, phương pháp biến trở đọc giả có thể xem [8].

Hình 2.20 biểu diễn sơ đồ cầu của Uynton.

Ta gọi cầu ở trạng thái cân bằng là khi không có dòng điện đi qua đồng hồ chỉ thị, có nghĩa $I_5 = 0$.

Khi $I_5 \neq 0$ nơi cầu mất cân bằng, nguồn cung cấp cho cầu có thể sử dụng cả: dòng không đổi và cả dòng thay đổi. Khi xác định điện trở thay đổi ΔR có thể sử dụng cả hai phương pháp: cầu cân bằng và cầu không cân bằng. Mỗi phương pháp có những ưu điểm riêng.

Trước hết xét điều kiện cần để cầu cân bằng khi sử dụng dòng không đổi (hình 2.20). Theo định luật thứ hai của Kiêckhốp: "Tổng hiệu điện thế trong một mạch kín là bằng không", ta có các phương trình sau:



Hình 2.20

E - sức điện động; I_s - dòng điện qua đồng hồ (dây DC); R_s - điện trở đồng hồ chỉ thị;
 R_1, R_2, R_3, R_4 - điện trở đặt ở các nhánh cầu.

$$\left. \begin{aligned} E &= (R_1 + R_2)I - R_1 I_1 - R_2 I_2 \\ 0 &= R_2 I + (R_1 + R_3 + R_5)I_1 - R_5 I_2 \\ 0 &= R_2 I - R_5 I_1 + (R_2 + R_4 + R_5)I_2 \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

Từ định luật Macxoen về độ lớn của dòng điện trong mạch rẽ, ta có

$$I_5 = I_1 + I_2 \quad (b)$$

Thay (b) vào (a) được hệ ba phương trình ba ẩn I, I_1, I_2 . Sau khi giải tìm được biểu thức để tính I_5 :

$$I_5 = \frac{E}{\Delta} (R_1 R_4 + R_2 R_3)$$

trong đó Δ là định thức của hệ có dạng

$$\Delta = \begin{vmatrix} -R_2 & -(R_1 + R_2) & R_1 + R_2 \\ -R_5 & R_1 + R_3 & -R_1 \\ R_2 + R_4 + R_5 & R_1 + R_2 & -R_2 \end{vmatrix}$$

Vậy điều kiện cần để cầu cân bằng là:

$$R_1 R_4 - R_2 R_3 = 0 \quad (2.47)$$

hay

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_3}{R_4}$$

3.1.5.1. Phương pháp xác định điện trở ΔR thay đổi khi sử dụng dòng không đổi.

a) Phương pháp cầu cân bằng

Giả sử chọn điện trở R_2 làm việc. Tám điện trở R_4 có khả năng điều chỉnh, còn R_1, R_3 có giá trị xác định. Trước khi vật chịu tải cần điều chỉnh giá trị R_4 sao cho cầu ở vị trí cân bằng, có nghĩa là phải thoả mãn điều kiện:

$$R_1 R_4 = R_2 R_3$$

Khi chịu tải, giả sử điện trở làm việc R_2 thay đổi một lượng ΔR_2 , do đó cầu mất cân bằng. Để cầu trở lại cân bằng phải thay đổi một lượng ΔR_4 sao cho có đẳng thức

$$(\Delta R_2 + R_2) R_3 = (\Delta R_4 + R_4) R_1$$

Từ đó tính được

$$\Delta R_2 = \frac{R_1}{R_3} \Delta R_4 = \text{hằng số} \cdot \Delta R_4 \quad (2.48)$$

Vậy khi biết ΔR_4 sẽ tính được ΔR_2 . Nói cách khác khi biết giá trị ΔR_4 có thể tính được biến dạng của vật cần đo. Trị số ΔR_4 được chỉ thị không cần khuếch đại hoặc có khuếch đại tùy độ lớn đại lượng biến dạng cần đo và độ chính xác của thiết bị đo. Để tiện sử dụng, một số thiết bị ghi ngay giá trị của biến dạng đo được trên bộ phận chỉ thị.

Khuyết điểm của phương pháp này là phải giữ giá trị biến dạng không đổi lâu để có đủ thời gian điều chỉnh cho cầu về vị trí cân bằng. Do đó nó thuận lợi khi đo tải trọng tĩnh, đo trong phòng thí nghiệm. Khi đo ở ngoài hiện trường, chỉ áp dụng được cho trường hợp tải trọng chỉ là chuẩn tĩnh, vì rất khó giữ tải trọng không đổi, còn nếu tải trọng là động thì càng khó khăn.

b) Phương pháp cầu không cân bằng.

Điện trở thay đổi, tức biến dạng cần đo được tính theo độ lệch của dòng I_5 (của đồng hồ đo), ta có:

$$I_5 = \frac{E}{\Delta} (R_1 R_4 - R_2 R_3) \quad (2.49)$$

Giả sử điện trở làm việc R_2 thay đổi một lượng ΔR_2 , khi đó I_5 thay đổi một lượng ΔI_5 theo biểu thức

$$I_5 + \Delta I_5 = \frac{E}{\Delta} [R_1 R_4 - (R_2 + \Delta R_2) R_3] = \frac{E}{\Delta} (R_1 R_4 - R_2 R_3 + \Delta R_2 R_3)$$

Vì ΔR_2 là nhỏ, nên $\Delta \approx \Delta'$, ta có

$$\Delta I_5 = \frac{E}{\Delta} R_3 \cdot \Delta R_2 = \text{hằng số} \cdot \Delta R_2$$

Biểu thức trên chỉ đúng khi $\Delta = \Delta'$. Nếu chú ý đến điện trở thay đổi ở mẫu số, sẽ không có quan hệ tuyến tính. Trong thực tế đối với điện trở bằng dây có thể lấy $\Delta = \Delta'$. Ví dụ, khi đo $\varepsilon \leq 0,001$, hệ số độ nhạy $K = 2$ thì $\Delta R = 0,002$ là rất bé so với R .

3.1.5.2. Phương pháp xác định điện trở ΔR thay đổi khi sử dụng dòng thay đổi.

Khi tính toán, nếu thay giá trị điện trở thuần R_j bằng tổng trở Z_j thì Z_j có giá trị như sau:

$$Z_j = R_j + iX_j \quad (2.50)$$

trong đó

i- số phức.

R_j - điện trở thuần.

X_j - điện trở kháng.

Bằng cách tính toán tương tự, giá trị dòng I_5 có dạng

$$I_5 = \frac{E}{\delta} (Z_1 Z_4 - Z_2 Z_3)$$

Trong đó

$$\delta = \begin{vmatrix} -Z_2 & -(Z_1 + Z_2) & Z_1 + Z_2 \\ -Z_3 & Z_1 + Z_3 & -Z_1 \\ Z_2 + Z_4 + Z_5 & Z_1 + Z_2 & -Z_2 \end{vmatrix}$$

Điều kiện để cầu cân bằng là:

$$Z_1 Z_4 - Z_2 Z_3 = 0$$

Tách ra phần thực và phần ảo, ta có điều kiện cầu cân bằng sau:

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_3}{R_4} \quad \text{và} \quad \frac{X_1}{X_2} = \frac{X_3}{X_4} \quad (2.51)$$

Phương pháp đo được tiến hành tương tự khi sử dụng dòng không đổi, ví dụ, khi sử dụng phương pháp cầu không cân bằng, nếu tấm điện trở Z_1 làm việc thay đổi một lượng ΔZ_1 , khi đó dòng điện chạy qua đồng hồ thay đổi một lượng ΔI_5 , ta có

$$I_5 + \Delta I_5 = \frac{E}{\delta} [(Z_1 + \Delta Z_1) Z_4 - Z_2 Z_3]$$

Khi đó

$$\Delta I_5 = \frac{E}{\delta} Z_4 \cdot \Delta Z_1 \quad (2.52)$$

$$\text{và } \Delta E_5 = \Delta I_5 Z_5 = \frac{E}{\delta} Z_4 Z_5 \cdot \Delta Z_1 = \text{hằng số} \cdot \Delta Z_1 \quad (2.53)$$

Nghĩa là, tổng trở thay đổi tỷ lệ thuận với sự thay đổi của dòng điện chạy qua đồng hồ hoặc với điện áp của đầu ra.

3.1.6. Phương pháp khử ảnh hưởng của nhiệt độ.

Như đã biết, sử dụng tấm điện trở để đo biến dạng thì ảnh hưởng của nhiệt độ khi làm việc là lớn. Để khử ảnh hưởng của nhiệt độ có thể sử dụng phương pháp đo mạch cầu.

Giả sử tải điện trở R_1 là tải điện trở làm việc (hình 2.20).

$$\text{Điều kiện để cầu cân bằng là: } R_1 = \frac{R_3}{R_4} \cdot R_2$$

Theo biểu thức trên, nếu lấy tải điện trở R_3 hoặc R_2 cùng loại với tải điện trở R_1 , nghĩa là chọn $R_1 = R_3 = R$ hoặc $R_1 = R_2 = R$ và cho điện trở đó chịu ảnh hưởng của nhiệt độ trong điều kiện tương tự nhiệt độ của tải điện trở làm việc R_1 , thì dưới ảnh hưởng của nhiệt độ cầu luôn luôn ở trạng thái cân bằng. Nghĩa là nhiệt độ không có ảnh hưởng tới giá trị đo được. Do vậy ta luôn luôn có các biểu thức sau:

Ví dụ:

- Chọn $R_1 = R_3 = R$:

$$R_1 + \Delta R_1^0 = \frac{R_3 + \Delta R_3^0}{R_4} \cdot R_2$$

vì $R_1 = R_3 = R$ suy ra $\Delta R_1^0 = \Delta R_3^0 = \Delta R$

- Hoặc chọn $R_1 = R_2 = R$

$$R_1 + \Delta R_1^0 = \frac{R_2 + \Delta R_2^0}{R_4} \cdot R_3$$

vì $R_1 = R_2 = R$ suy ra $\Delta R_1^0 = \Delta R_2^0 = \Delta R$

Gọi AB là đường chéo vào, CD là đường chéo đo, từ hình 2.20 và biểu thức trên ta thấy, để khử ảnh hưởng của nhiệt độ phải mắc tải điện trở khử ảnh hưởng nhiệt độ như sau:

- Mắc đối xứng đối với đường chéo vào: $R_1 = R_3 = R$.

- Mắc đối xứng đối với đường chéo đo: $R_1 = R_2 = R$.

R_2, R_3 - tải điện trở ảnh hưởng của nhiệt độ.

R_1 - tải điện trở làm việc.

3.1.7. Phương pháp mắc tải điện trở vào cầu đo.

Cầu đo có thể sử dụng phương pháp có khuếch đại và không có khuếch đại. Đối với cầu đo không có khuếch đại thì trên đường chéo đo mắc trực tiếp đồng hồ đo (hình 2.21). Đối với cầu đo khi dùng khuếch đại, điện áp đo được đưa ra bộ khuếch đại. Kết hợp với việc khử ảnh hưởng nhiệt độ, người ta thường sử dụng cách mắc tải điện trở trong cầu đo theo ba cách sau:

$$R_1 = R_2 = R$$

làm việc thì nếu tầm điện trở R_1 đã chịu biến dạng kéo thì tầm điện trở R_2 phải chịu biến dạng nén. Do đó ta có:

Ví dụ, khi mắc đối xứng với đường chéo đo, giả sử chọn R_1, R_2 phải trái đầu.

Khi sử dụng hai tầm điện trở làm việc, cần phải chú ý chọn các cặp điện trở làm việc tương ứng, biến dạng của hai tầm điện trở làm việc

+ Sử dụng hai tầm điện trở làm việc (hình 2.22b).

Để khử ảnh hưởng nhiệt độ, chọn tầm điện trở R_2 (nếu mắc đối xứng với đường chéo đo, $R_1 = R_2 = R$) hoặc chọn tầm điện trở R_3 (nếu mắc đối xứng với đường chéo vào, $R_1 = R_3 = R$). Trường hợp dùng bốn tầm điện trở như nhau ($R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R$), có thể chọn tầm R_2 hoặc tầm R_3 làm tầm điện trở khử ảnh hưởng nhiệt độ. Chú ý không được chọn tầm điện trở R_4 vào mục đích này.

$$\Delta R_2 = \Delta R_3 = \Delta R_4 = 0$$

Ví dụ, dẫn tầm điện trở R_1 vào vật đo, khi đó $\Delta R_1 = \Delta R$, còn các tầm R_2, R_3, R_4 có:

+ Sử dụng một tầm điện trở làm việc (hình 2.22a).

Với cách mắc trên, thường sử dụng các tầm điện trở theo ba phương pháp sau (hình 2.22).

$$R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R$$

- Tất cả như nhau:

$$R_3 = R_1 = n \cdot R$$

$$R_2 = R_4 = R$$

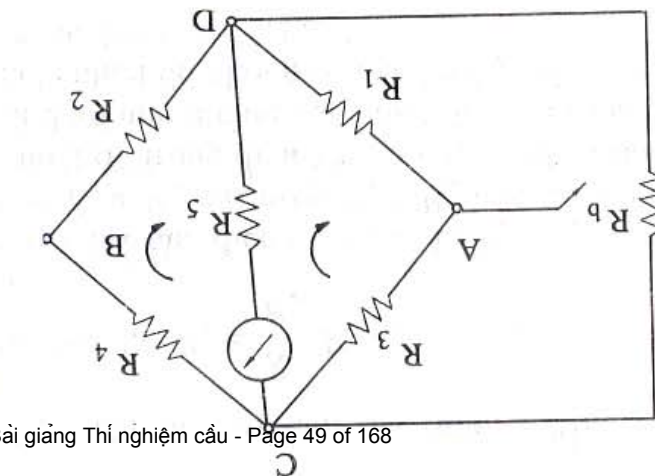
AB):
- Mắc đối xứng với đường chéo vào (đường

n là số tự nhiên.

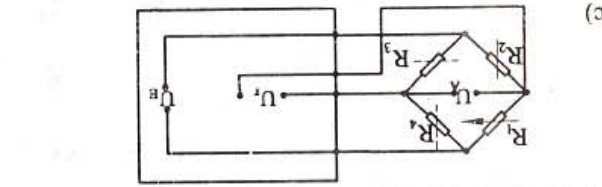
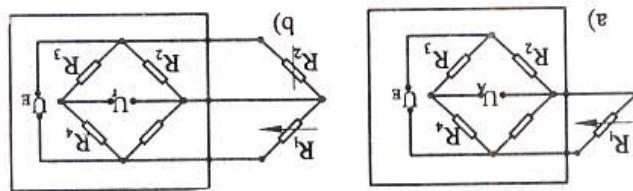
$$R_3 = R_1 = n \cdot R$$

$$R_1 = R_2 = R$$

CD):
- Mắc đối xứng với đường chéo đo (đường



Hình 2.21



Hình 2.22

$$\Delta R_1 = -\Delta R_2 = \Delta R$$

$$\Delta R_3 = \Delta R_4 = 0$$

Rõ ràng là nếu chọn biến dạng ở hai tấm tấm điện trở R_1, R_3 là như nhau $\Delta R_1 = \Delta R_2 = \Delta R$ thì cầu tự nó luôn luôn ở trạng thái cân bằng khi điện trở làm việc, do biểu thức sau luôn được thoả mãn

$$(R_1 + \Delta R_2) = \frac{R_3}{R_4} (R_2 + \Delta R_2)$$

$$\text{Vì } R_1 = R_2 = R; \Delta R_1 = \Delta R_2 = \Delta R$$

Mắc đối xứng với đường chéo vào, khi đó phải chọn cặp R_1, R_3 làm việc hoặc cặp R_2, R_4 làm việc. Giả sử tấm điện trở R_1 chịu biến dạng kéo thì tấm điện trở R_2 phải chịu biến dạng nén.

$$R_1 = R_3 = R; \Delta R_1 = -\Delta R_3 = \Delta R$$

+ Sử dụng bốn tấm điện trở làm việc (hình 2.22c).

Trong trường hợp này phải chú ý, nếu sử dụng tấm điện trở R_1 đã chịu biến dạng kéo thì tấm điện trở R_4 cũng phải chịu biến dạng kéo, còn hai tấm điện trở còn lại phải chịu biến dạng nén, ta có

$$\Delta R_1 = -\Delta R_2 = -\Delta R_3 = \Delta R_4 = \Delta R$$

Với cách mắc tấm điện trở và sử dụng số điện trở làm việc như các trường hợp trên thì điện áp ở đường chéo vào V và điện áp ở đường chéo ra U có quan hệ theo bảng 2.2.

Bảng 2.2

Cách mắc	Số cảm biến làm việc		
	1	2	4
	$\Delta R_2 = \Delta R$ $\Delta R_3 = \Delta R_1 = \Delta R_4 = 0$	$\Delta R_2 = -\Delta R_4 = \Delta R$ $\Delta R_3 = -\Delta R_1 = \Delta R$	$\Delta R_2 = -\Delta R_4 = -\Delta R_1 = \Delta R_3 = \Delta R$
Đối xứng với đường chéo đo $R_1 = R_2 = R$ $R_3 = R_4 = nR$	$U = -\frac{V}{4} \cdot \frac{\Delta R}{R}$	$U = -\frac{V}{2} \cdot \frac{\Delta R}{R}$	
Đối xứng với đường chéo vào $R_2 = R_4 = R$ $R_1 = R_3 = nR$	$U = V \frac{n}{(1+n)^2} \cdot \frac{\Delta R}{R}$	$U = V \frac{-2n}{1+n^2} \cdot \frac{\Delta R}{R}$	
Tất cả như nhau $R_1 = R_2 = R_3 = R_4 = R$	$U = -\frac{V}{4} \cdot \frac{\Delta R}{R}$	$U = -\frac{V}{2} \cdot \frac{\Delta R}{R}$	$U = -V \cdot \frac{\Delta R}{R}$

Nhận xét:

- Sử dụng phương án đối xứng đối với đường chéo đo tốt hơn phương án đối xứng đối với đường chéo vào, vì quan hệ giữa U và V không phụ thuộc vào n . Có nghĩa là điện trở $R_2 = R_4 = nR$ có thể chọn giá trị bất kỳ.

- Tùy theo số điện trở làm việc, độ nhạy của cầu tăng theo tỷ lệ

$$u_1: u_2: u_3 = 1: 2: 4$$

3.1.8. Các chỉ tiêu kỹ thuật của tấm điện trở.

Chuẩn đo: l_0 , mm

Điện trở: R , Ω

Nhiệt độ sử dụng: T^0 , 0C

Hệ số độ nhạy: K

Cách trở: 50 m Ω khi 30v.

Tuổi thọ $\varepsilon = 500.10^{-6}$; 10^7 chu trình

$\varepsilon = 1000.10^{-6}$; 10^6 chu trình

Ký hiệu loại dây hay thẳng hoa:

Vật liệu kim loại:

Keo dán (nhanh, bình thường, điều kiện làm khô: để ngoài tự nhiên hay sấy khô).

Tính chất chịu tải: tĩnh, chuẩn tĩnh, động.

Điều kiện bảo quản:

Thời gian sử dụng:

3.1.9. Xác định phương, giá trị ứng suất chính ở trạng thái ứng suất phẳng.

Phần trên đã trình bày cách đo biến dạng đối với trạng thái ứng suất đơn. Ứng suất pháp được xác định theo biểu thức sau:

$$\sigma = E.\varepsilon \quad (2.54)$$

trong đó

σ - ứng suất pháp.

ε - độ biến dạng tỷ đối.

E - hằng số (môđun đàn hồi khi kéo, nén của vật liệu đo).

Đối với trạng thái ứng suất phẳng, để tìm phương và giá trị ứng suất chính dựa vào định luật Húc. Theo định luật này giá trị ứng suất phẳng có dạng:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{1}{E} [\epsilon_{\max} - \mu \epsilon_{\min}] \\ \sigma_{\min} &= \frac{1}{E} [\epsilon_{\min} - \mu \epsilon_{\max}] \end{aligned} \right\} \quad (2.55)$$

trong đó

$\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ - các ứng suất chính.

Nhưng khi đo biến dạng để tính ứng suất cần chú ý các trường hợp sau:

3.1.9.1. Khi đã biết hai phương chính.

Dán hai tấm điện trở theo hai phương chính. Đo biến dạng sẽ xác định được hai giá trị $\epsilon_{\max}, \epsilon_{\min}$. Từ công thức (2.55) tính được giá trị $\sigma_{\max}, \sigma_{\min}$.

Ví dụ 1.

Cho một ống dây bịt kín hai đầu, chịu áp lực phân bố đều p bên trong. Hãy xác định giá trị ứng suất chính tại một điểm ở mặt ngoài ống (hình 2.23).

Bài giải.

Tại một điểm ở mặt ngoài ống là trạng thái ứng suất phẳng, vì ứng suất hướng trục σ_z và ứng suất vòng σ_v là hai ứng suất chính, còn ứng suất hướng tâm $\sigma_r = 0$.

Ví dụ 2.

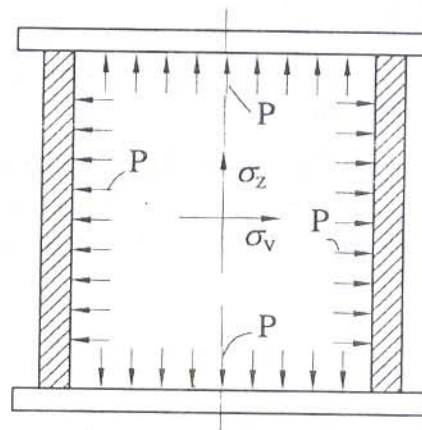
Vỏ tròn xoay chịu tải trọng phân bố đều trong. Tìm ứng suất chính tại một điểm ở mặt ngoài vỏ (hình 2.24).

Bài giải.

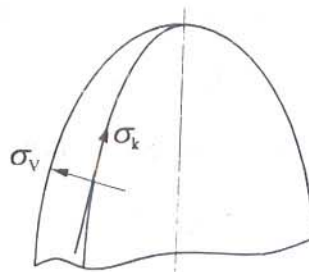
Ký hiệu như sau:

σ_k - ứng suất kinh tuyến.

σ_v - ứng suất vĩ tuyến có phương vuông góc với kinh tuyến.



Hình 2.23



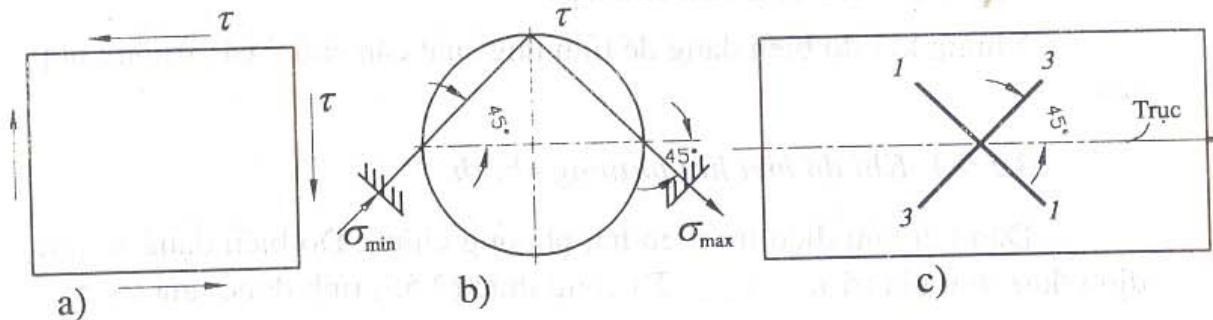
Hình 2.24

σ_z - ứng suất theo phương pháp
tuyến với vỏ, ở mặt ngoài $\sigma_z = 0$.

Vậy phân tố ở trạng thái ứng suất phẳng.

Ví dụ 3.

Xác định ứng suất tiếp lớn nhất của thanh tròn chịu xoắn thuần túy (hình 2.25).



Hình 2.25

Biết ở thanh tròn chịu xoắn thuần túy, điểm có $\tau_{\max}$ nằm ngoài chu vi, trạng thái ứng suất ở điểm đó là trượt thuần túy, hai phương chính nghiêng với trục của thanh dưới các góc $\pm 45^\circ$ (hình 2.55). Có nghĩa là, đã biết hai phương chính.

Hình 2.55a phân tố ở trạng thái trượt thuần túy, hình 2.55b là vòng MO ứng suất.

Đo biến dạng theo hai phương nghiêng với trục của thanh dưới các góc $\alpha = \pm 45^\circ$ (hình 2.55c). Từ đó suy ra giá trị $\tau_{\max}$ theo các công thức đã biết. Gọi $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ là biến dạng đo được theo phương 1 và 3, Từ định luật Húc ta có:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu \sigma_3] \\ \varepsilon_3 &= \frac{1}{E} [\sigma_3 - \mu \sigma_1] \end{aligned} \right\} \quad (2.56)$$

Chú ý: $|\sigma_1| = |\sigma_{\max}| = \tau_{\max}$ ứng suất kéo

$|\sigma_3| = |\sigma_{\min}| = \tau_{\max}$ ứng suất nén

Thay vào (2.56) và chú ý đến dấu, ta được

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\tau_{\max} + \mu \tau_{\max}] \quad (a)$$

$$\varepsilon_3 = -\frac{1}{E} [\tau_{\max} + \mu \tau_{\max}] \quad (b)$$

Từ hai biểu thức (a) và (b) sau khi tính toán ta được:

$$\tau_{\max} = \frac{E(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{2(1 + \mu)} \quad (2.57)$$

Vậy để tìm phương và giá trị ứng suất chính, đo biến dạng theo hai phương chính, được kết quả dùng công thức (2.55) suy ra giá trị $\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$ hoặc dùng (2.57) để tính $\tau_{\max}$ ở trường hợp trượt thuần túy.

3.1.9.2. Khi chưa biết hai phương chính.

Trong trường hợp này, cần phải đo biến dạng cả ba phương bất kỳ đi qua điểm cần tìm, nếu gọi α là góc của một phương nào đó đối với phương chính $\sigma_{\max}$.

Từ lý thuyết về ứng suất trên mặt cắt nghiêng, ta có biểu thức:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} + \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \cos \alpha \quad (2.58)$$

Tương tự ở trạng thái biến dạng phẳng:

$$\varepsilon_{\alpha} = \frac{\varepsilon_{\max} + \varepsilon_{\min}}{2} + \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}}{2} \cos 2\alpha \quad (2.59)$$

Đặt

$$A = \frac{\varepsilon_{\max} + \varepsilon_{\min}}{2} \quad B = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}}{2} \quad (2.60)$$

Khi đó, ta có

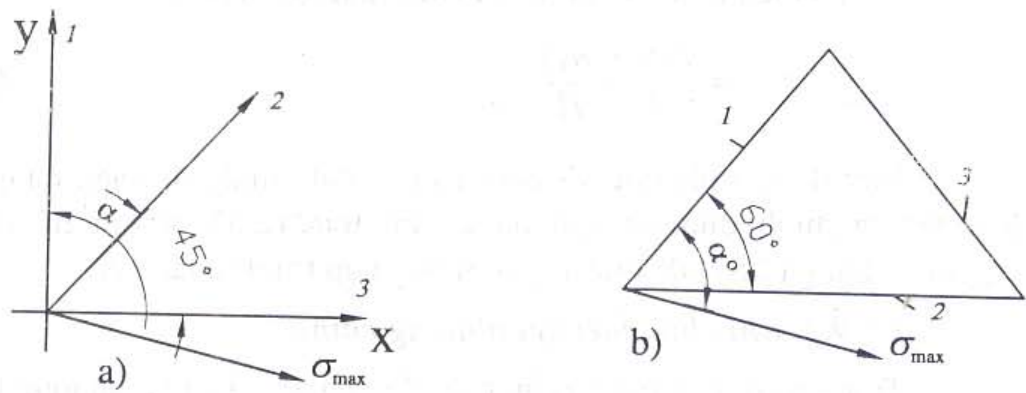
$$\varepsilon_{\max} = \frac{A + B}{2} \quad (2.61)$$

$$\varepsilon_{\min} = \frac{A - B}{2} \quad (2.62)$$

Thay (2.61) và (2.62) vào (2.59), ta được:

$$\varepsilon_{\alpha} = A + B \cos 2\alpha \quad (2.63)$$

Để tìm được $\varepsilon_{\max}$, $\varepsilon_{\min}$ và góc quay α sử dụng phương trình (2.63) có ba ẩn là A, B và α . Vậy, cần đo ba phương để được ba phương trình với ba ẩn A, B, α . Do đó trong trường hợp này cần phải đo biến dạng ở ba phương. Trong thực tế người ta thường chọn các phương cách nhau khoảng 45° hoặc 60° như hình 2.26.



Hình 2.26

$$a) \alpha_1 = \alpha$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 - 45^\circ$$

$$\alpha_3 = \alpha_2 - 45^\circ = \alpha_1 - 90^\circ$$

Ví dụ 1.

Cần xác định phương và giá trị ứng suất chính ở:

- Các điểm trên mặt của tấm chịu uốn.
- Các điểm nguy hiểm ở thanh tròn chịu uốn và xoắn đồng thời.
- Các điểm trên chiều cao của dầm chịu uốn ngang phẳng (trừ các điểm ở mép trên, dưới).

Ví dụ 2.

Xác định phương và giá trị ứng suất chính của thanh tròn chịu uốn và xoắn đồng thời (hình 2.27). Thanh hình tròn một đầu ngàm, một đầu tự do. Đầu tự do có gắn chặt một tay đòn nằm ngang, đầu tay đòn có treo một móc treo quả cân, móc này cách trục thanh một khoảng cách a . Khi đặt quả cân lên móc treo thanh sẽ bị uốn + xoắn.

Trên mặt cắt ngang của thanh cách đầu tự do một đoạn a_1 xét một điểm m xa trục trung hòa nhất (hình 2.27a). Tại điểm này trên mặt cắt ngang của thanh xuất hiện ứng suất pháp do uốn và ứng suất tiếp do xoắn, còn ứng suất tiếp do uốn bằng không. Phân bố tách ra có dạng như hình 2.27b. Vậy trạng thái ứng suất là phẳng.

Trong đó, theo lý thuyết thì:

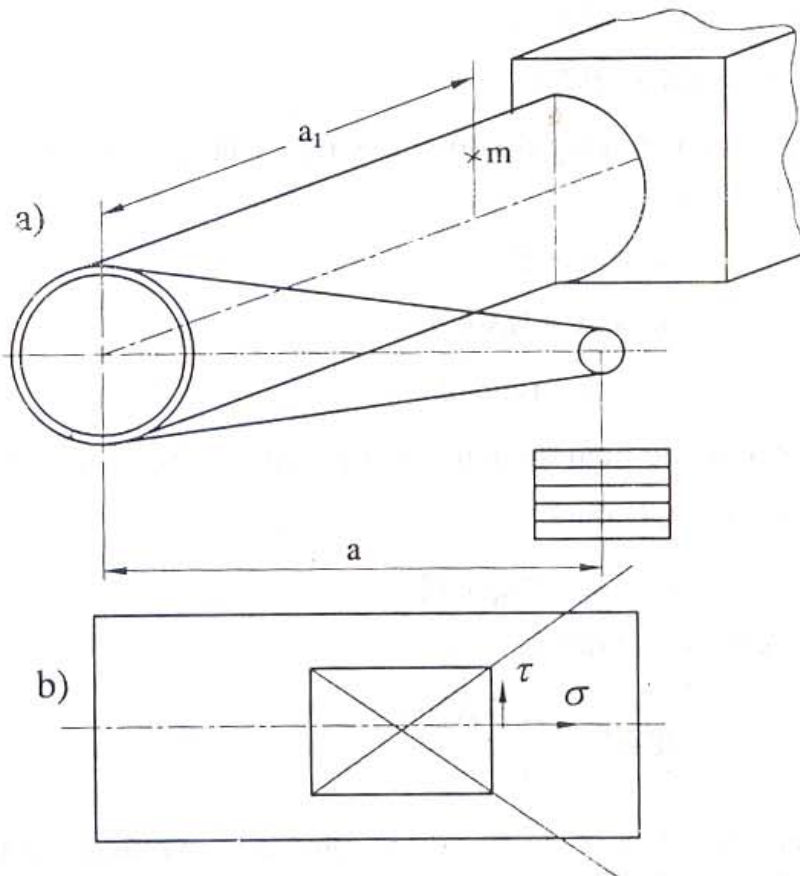
$$\sigma = \frac{M_x}{w_x} = \frac{Pa_1}{0,1d^3}$$

$$\tau = \frac{M_{xoăn}}{w_p} = \frac{Pa}{0,2d^3}$$

Trong đó:

M_x - mômen uốn.

d - đường kính thanh.

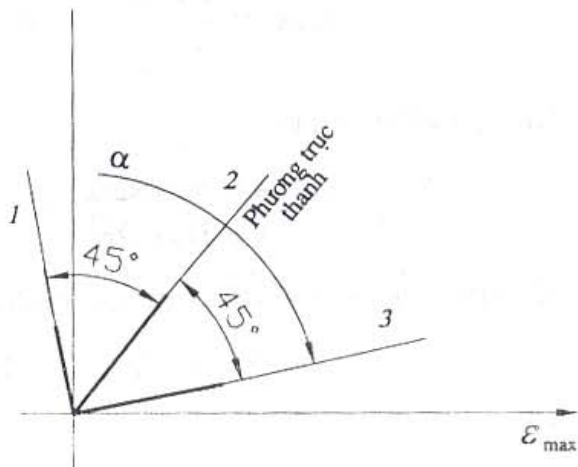


Hình 2.27

Để xác định bằng thực nghiệm, ví dụ, đo biến dạng bằng ba tấm điện trở có các góc cách nhau 45^0 (hình 2.28).

Tấm 2 theo chiều dọc.

Tấm 1 nghiêng với trục một góc $\alpha = +45^0$.



Hình 2.28. 1,2,3- ký hiệu tấm.

Tấm 3 nghiêng với trục một góc $\alpha = -45^\circ$.

Gọi $\alpha_1 = \alpha$ là góc hợp bởi hai phương dãn tấm điện trở với phương biến dạng chính lớn nhất cần tìm $\epsilon_{\max}$. Khi đó

Tấm 2 có góc $\alpha_2 = \alpha - 45^\circ$.

Tấm 3 có góc $\alpha_3 = \alpha - 90^\circ$.

Chú ý:

$$\cos 2\alpha = \sin 2(\alpha - 45^\circ).$$

$$\cos 2\alpha = -\cos 2(\alpha - 90^\circ).$$

Nếu ký hiệu biến dạng đo được của tấm 1 là ϵ_1 , tấm 2 là ϵ_2 , tấm 3 là ϵ_3 , theo (2.63), ta có

$$\epsilon_1 = A + B \cos 2\alpha \quad (a)$$

$$\epsilon_2 = A + B \sin 2\alpha \quad (b)$$

$$\epsilon_3 = A - B \cos 2\alpha \quad (c)$$

Từ ba phương đo biến dạng này ta tính được A, B, α như sau:

Cộng (a) và (b), ta được

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 = \epsilon_{\max} + \epsilon_{\min}$$

Chia (a) cho (b), ta được

$$\tan 2\alpha = \frac{\epsilon_1 - A}{\epsilon_2 - A}$$

Thay giá trị $A = \epsilon_1 + \epsilon_3$ được phương của ứng suất chính (phương ứng suất chính trùng với phương biến dạng chính).

$$\tan 2\alpha = \frac{2\epsilon_2 - \epsilon_1 - \epsilon_3}{\epsilon_2 - \epsilon_3}$$

Từ (a) và (b) suy ra

$$\epsilon_1 - A = B \cos 2\alpha$$

$$\epsilon_2 - A = B \sin 2\alpha$$

Bình phương hai vế rồi cộng lại, ta được

$$(\epsilon_1 - A)^2 + (\epsilon_2 - A)^2 = B^2$$

Vậy

$$B = \sqrt{(\epsilon_1 - A)^2 + (\epsilon_2 - A)^2} \quad (d)$$

Thay giá trị A theo (d), ta được:

$$B = \sqrt{\frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2}{4}}$$

Hoặc sau khi khai triển và rút gọn, ta được:

$$B = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}$$

Giá trị $\varepsilon_{\max}$, $\varepsilon_{\min}$ được tính từ biểu thức (2.61) và (2.62)

Ứng suất chính $\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$ được tính theo biểu thức (2.55)

Biết $\varepsilon_{\max}$, $\varepsilon_{\min}$ từ định luật Húc và tính được $\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$ như sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{E}{1-\mu^2} [\varepsilon_{\max} + \mu\varepsilon_{\min}] \\ \sigma_{\min} &= \frac{E}{1-\mu^2} [\varepsilon_{\min} + \mu\varepsilon_{\max}] \end{aligned} \right\}$$

3.1.9.3. Phương pháp đo.

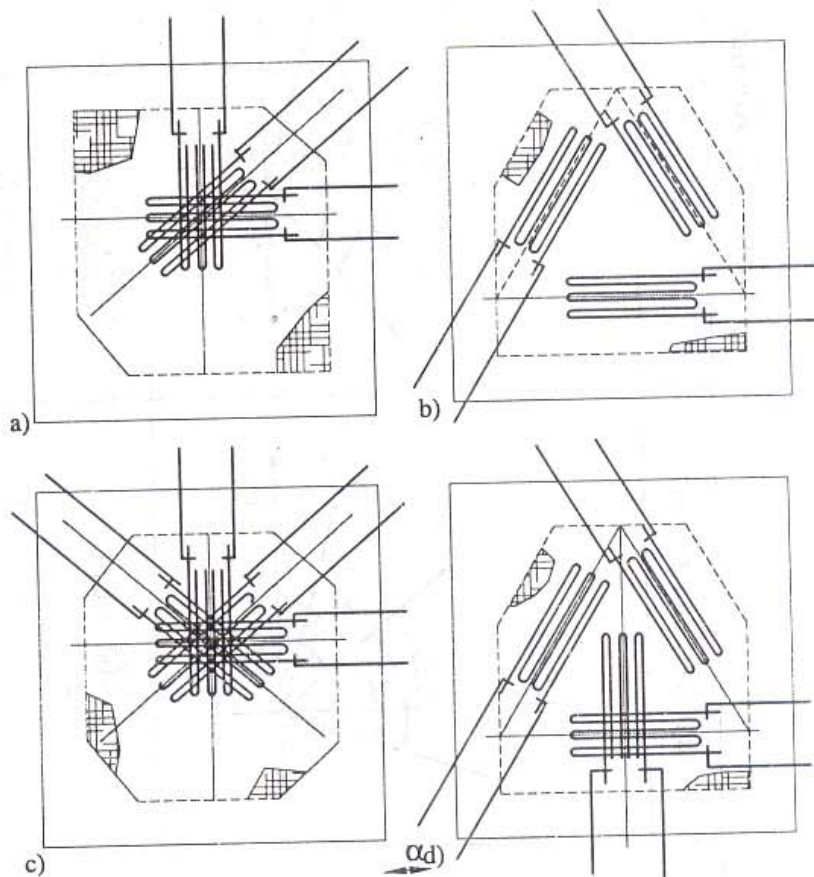
Phương pháp đo cũng có hai loại: phương pháp cơ học và phương pháp điện.

a) Phương pháp điện thường dùng là sử dụng các tâm điện trở hoa.

Hình 2.29 biểu diễn các loại điện trở hoa.

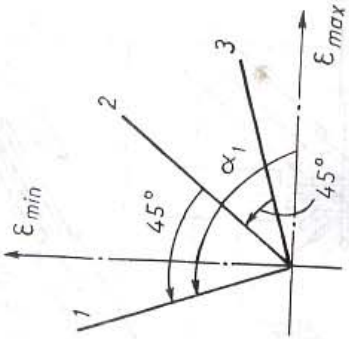
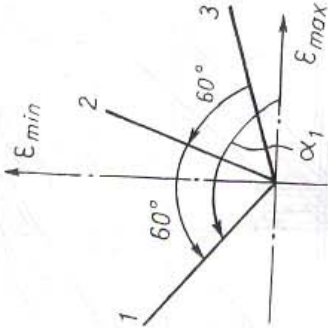
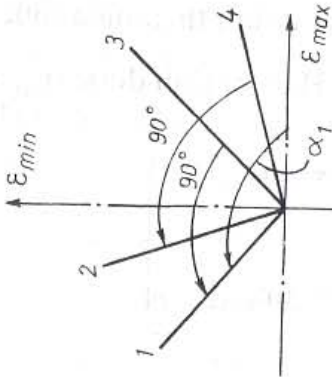
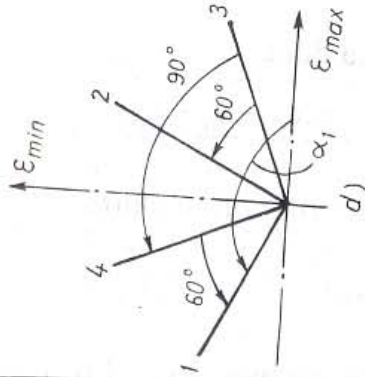
Hình 2.29.

- a) 45° với 3 tấm điện trở;
- b) 60° - Delta;
- c) 45° với 4 tấm điện trở;
- d) T - Delta



Để thuận lợi tính toán với mỗi loại, tính sẵn kết quả theo bảng 2.3.

Bảng 2.3. Kết quả tính toán.

Tên tấm điện trở	45° với 3 tấm điện trở	60° - Delta	45° với 4 tấm điện trở;	T - Delta
Vị trí trục các tấm điện trở	 a)	 b)	 c)	 d)
A	$\frac{1}{2}(\epsilon_1 + \epsilon_3)$	$\frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)$ hoặc $\frac{1}{2}(\epsilon_1 + \epsilon_3)$ hoặc $\frac{1}{2}(\epsilon_3 + \epsilon_4)$	$\frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4)$	$\frac{1}{2}(\epsilon_3 + \epsilon_4)$ hoặc $\frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)$

(tiếp bảng 2.3)

Tên tấm điện trở	45° với 3 tấm điện trở	60° - Delta	45° với 4 tấm điện trở;	T - Delta
B	$\frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}$ hoặc $\sqrt{(\varepsilon_1 - A)^2 + (\varepsilon_2 - A)^2}$	$\frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}$ * $\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2}$ hoặc $\sqrt{(\varepsilon_1 - A)^2 + \frac{1}{3}(\varepsilon_2 - A)^2}$	$\frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}$ hoặc $\sqrt{(\varepsilon_1 - A)^2 + (\varepsilon_2 - A)^2}$ hoặc $\sqrt{(\varepsilon_3 - A)^2 + (\varepsilon_4 - A)^2}$	$\frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}$ * $\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2}$ hoặc $\sqrt{\frac{1}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + \frac{1}{4}(\varepsilon_3 - \varepsilon_4)^2}$
tg2α	$\frac{2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\varepsilon_2 - \varepsilon_3}$ $\frac{\varepsilon_1 - A}{\varepsilon_2 - A}$	$\frac{\sqrt{3}(\varepsilon_2 - A)}{2\varepsilon_1 - \varepsilon_2 - \varepsilon_3}$ $\frac{\sqrt{3}(\varepsilon_2 - \varepsilon_3)}{3(\varepsilon_1 - A)}$	$\frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_4}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}$ hoặc $\frac{\varepsilon_2 - A}{\varepsilon_1 - A}$ hoặc $\frac{A - \varepsilon_4}{A - \varepsilon_3}$	$\frac{\sqrt{3}(\varepsilon_2 - A)}{2\varepsilon_1 - \varepsilon_2 - \varepsilon_3}$

III- KỸ THUẬT ĐO ĐỘNG

Trong thực nghiệm việc đo động cần chú ý hơn việc đo tĩnh. Tùy theo tính chất của loại tải trọng tác động, người ta thường chế tạo các loại dụng cụ đo khác nhau và các phương pháp đo thích hợp. Khi đo dựa trên các hàm thời gian. Thường người ta chia các hàm thời gian ra ba loại cơ bản sau:

1. Các hàm có chu kỳ. Các trị số cần đo được lặp đi lặp lại sau một chu kỳ T . Trong cơ học các trường hợp thường xuất hiện loại này như: lực gây nên do các máy phát động lực, trục quay mất cân bằng, cơ cấu bốn khâu bản lề, v...v.

2. Các hàm xung và chạm. Các trị số cần đo chỉ xuất hiện trong một thời gian Δt tương đối nhỏ so với thời gian quan sát cỡ $10^{-3} \div 10^{-4}$ giây hoặc bé hơn. Hoặc chúng tăng đột ngột trong một thời gian ngắn, ví dụ, khi đặt lực đột ngột; mở công tắc đột ngột; ảnh hưởng của các máy búa, máy đập; khi bánh xe tàu qua chỗ nối ray, trên đường bộ ôtô, qua ổ gà; kích động do nổ; ...

3. Các hàm ngẫu nhiên. Các hàm này xảy ra hoàn toàn không có quy luật nào. Ví dụ, dao động gây nên do gió, xe chạy trên mặt đường, ảnh hưởng do nhiều nguồn độc lập với nhau,...

Sau đây chúng ta sẽ lần lượt nghiên cứu từng vấn đề, trọng tâm là kỹ thuật dao động (loại hàm có chu kỳ), thường gọi là kỹ thuật đo dao động.

1. KỸ THUẬT ĐO KHI HÀM THỜI GIAN CÓ CHU KỲ.

1.1. Biểu thức toán học.

Quãng đường: $x(t) = x(t + T)$ T - chu kỳ dao động.

Về mặt toán học, cơ sở của các hàm chu kỳ là hàm tuần hoàn dạng:

$$x(t) = A \cos(\omega t + \varphi) = A \cos \frac{2\pi}{T}(t + t_0)$$

$$x(t) = A \sin(\omega t + \varphi)$$

Trong đó

A - biên độ.

$$\omega - \text{tần số vòng, } \omega = \frac{2\pi}{T}$$

f- tần số dao động tính bằng Hertz (Hz), $f = \frac{1}{T}$

φ - pha ban đầu của dao động, $\varphi = \frac{2\pi}{T}t^0$.

Lấy các hàm tuần hoàn sin, cos là các hàm chuẩn để phân tích cho các hàm chu kỳ. Vì các lý do sau:

- Tất cả các hàm có chu kỳ đều có thể phân tích thành tổng của các hàm sin, cos nhờ phép khai triển chuỗi Fourier theo biểu thức:

$$x(t) = A_0 + \sum_{n=1}^{\infty} A_n \cos n\omega t + \sum_{n=1}^{\infty} B_n \sin n\omega t$$

trong đó các hệ số A_0, A_n, B_n được tính theo các biểu thức sau:

$$A_0 = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt$$

$$A_n = \frac{2}{T} \int_0^T x(t) \cos n\omega t dt$$

$$B_n = \frac{2}{T} \int_0^T x(t) \sin n\omega t dt$$

Nếu hệ là tuyến tính đầu vào chỉ chịu tác dụng của các đại lượng biểu diễn các hàm sin, cos, thì đầu ra của hệ như: dòng điện, điện áp, chuyển dời, vận tốc, gia tốc,... cũng biến thiên theo quy luật hình sin, cos.

1.2. Các đại lượng cần đo và nghiên cứu.

- Xác định tần số dao động riêng của chi tiết, hoặc kết cấu và các dạng dao động tương ứng.

- Xác định biên độ dao động cưỡng bức, vận tốc, gia tốc.

- Đo ứng suất động các chi tiết.

- Xác định độ giảm chấn loga.

- Đo độ lớn (sóng biến dạng, sóng ứng suất) sẽ lan truyền làm rung động đến các chi tiết xung quanh.

- Nghiên cứu các quá trình chuyển tiếp, dao động ổn định, các hiện tượng cộng hưởng, hiện tượng phách.

- Xác định phổ (biên độ, tần số,...).

- Xác định một vài thông số cơ bản về dao động như: trọng tâm khối lượng, khối lượng thu gọn, mômen quán tính,...

1.3. Nguyên lý đo dao động.

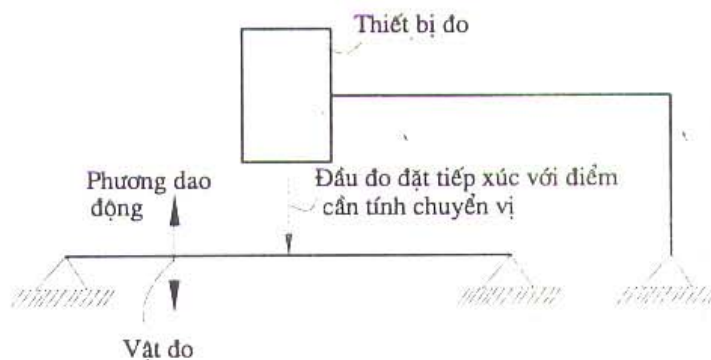
Đo dao động dựa vào hai nguyên lý sau:

- Nguyên lý động học hay còn gọi là nguyên lý tương đối.
- Nguyên lý động lực học hay còn gọi là nguyên lý tuyệt đối hay nguyên lý quán tính.

1.3.1. Nguyên lý động học.

Cơ sở nguyên lý này là thiết bị đo được gắn chặt với một hệ tọa độ cố định, độc lập ở ngoài vật đo. Đại lượng chuyển dịch của phần tử dao động đối với thiết bị đo bằng chuyển vị thực của nó.

Ví dụ, dùng thiết bị tastograf để đo độ võng của dầm. Khi đo, thiết bị tastograf được đặt ở ngoài vật đo (hình 4.1). Chuyển vị của vật đo bằng giá trị thực của nó được biểu thị qua đầu tiếp xúc của máy đo.

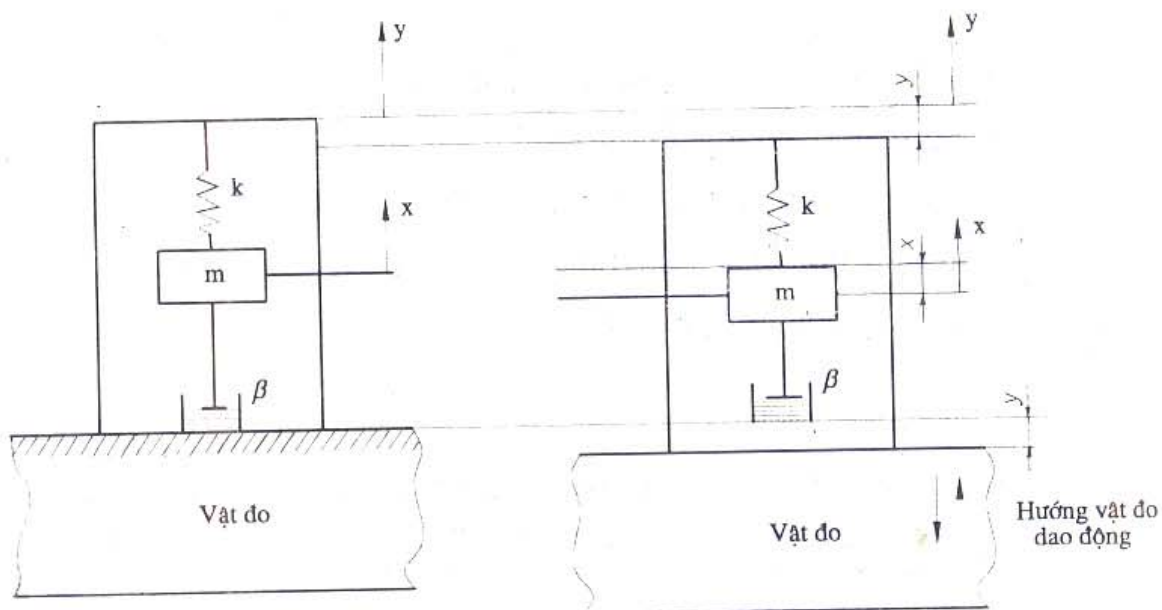


Hình 4.1

1.3.2. Nguyên lý động lực học.

Theo nguyên lý động lực học, phải gắn chặt thiết bị đo với vật đo. Vật đo và thiết bị đo cùng dao động. Cơ sở lý thuyết của phương pháp này là trong thiết bị dao động tạo ra một hệ tọa độ để đo chuyển vị của chi tiết dao động. Sơ đồ của thiết bị quán tính gồm khối lượng m được gắn với vỏ ngoài của thiết bị đo nhờ một phần tử đàn hồi có độ cứng k . Chuyển động của khối lượng m đối với vỏ tất dần nhờ bộ giảm chấn theo sơ đồ hình 4.2. Hệ khối lượng và phần tử đàn hồi gọi là phần tử nhạy cảm của đầu đo.

Gọi y là tọa độ để đo chuyển vị của vật dao động, $y = f_1(t)$. Khi dao động, khối lượng m được gắn với vỏ qua phần tử đàn hồi cũng dao động theo một luật x nào đó, $x = f_2(t)$. Vấn đề đặt ra là tìm quan hệ giữa x và y , nghĩa là tìm hàm số $x = f(y)$. Trong đó hàm $x = f_2(t)$ được ghi lại nhờ đầu đo (theo các phương khác nhau của đầu đo cơ, điện và quang).



Hình 4.2

Để tìm quy luật hàm số $x = f(y)$ phải viết phương trình chuyển động của khối lượng m có lực kích động tại đầu lò xo với giá trị $m\ddot{y}$. Theo sơ đồ hình 4.3 phương trình này có dạng:

$$m\ddot{x} + \beta\dot{x} + kx = m\ddot{y} \quad (4.1)$$

trong đó

m - khối lượng.

β - hệ số cản.

k - độ cứng của lò xo.

Đặt $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ và gọi là tần số dao động riêng của phân tử nhạy cảm.

Đặt $\alpha = \frac{\beta}{2m}$ và gọi là tần số tắt dần.

Phương trình (4.1) được đưa về dạng:

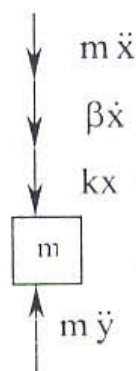
$$\ddot{x} + 2\alpha\dot{x} + \omega_0^2 x = \ddot{y} \quad (4.2)$$

Để tìm nghiệm phương trình (4.2) phải khảo sát hai trường hợp sau:

a) Bỏ qua giảm chấn ($\alpha = 0$).

Phương trình (4.2) đưa về dạng :

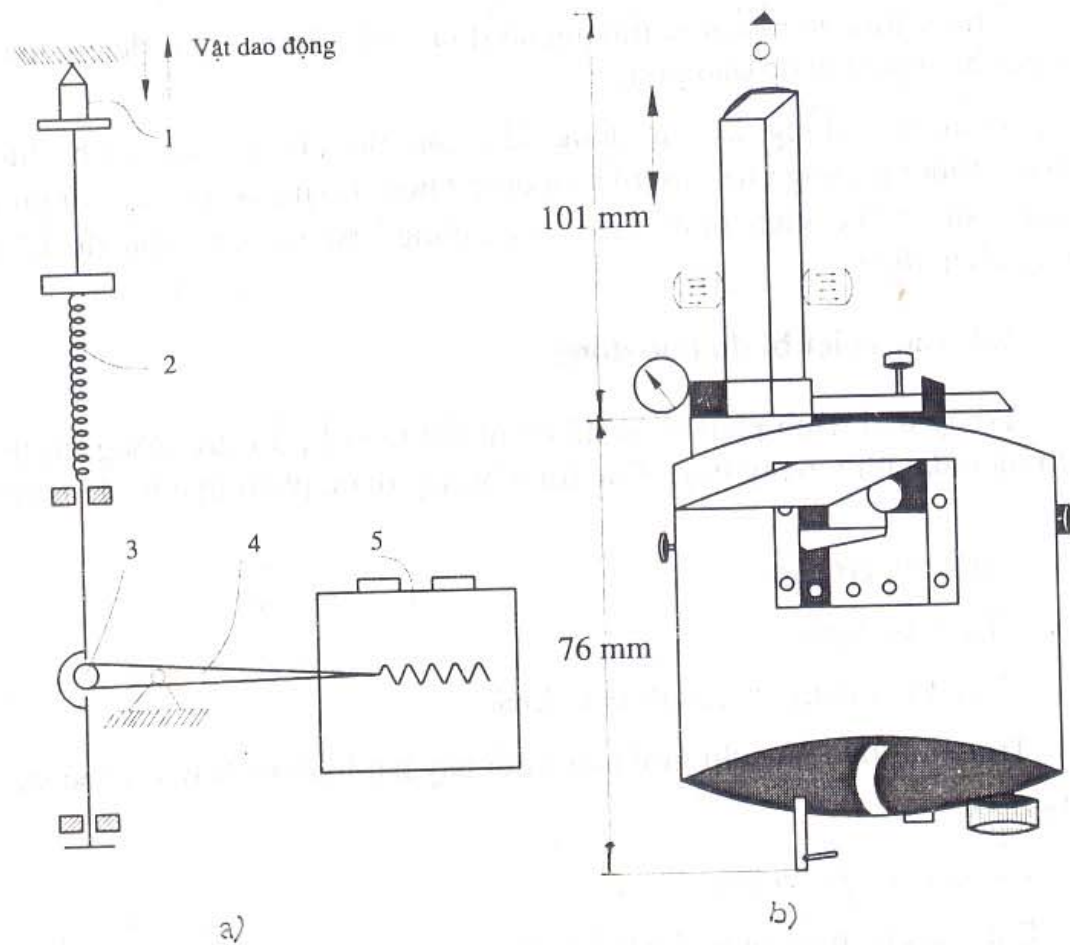
$$\ddot{x} + \omega_0^2 x = \ddot{y} \quad (4.3)$$



Hình 4.3

a) Máy tastograf.

Sơ đồ cấu tạo của thiết bị tastograf theo nguyên lý đo động học cho trên hình 4.4a. Hình 4.4b là mặt ngoài của máy tastograf.



Hình 4.4. 1- đầu đo; 2- lò xo; 3- khớp cầu; 4- ngòi bút vẽ; 5- băng giấy vẽ di chuyển.

Đặc trưng kỹ thuật của thiết bị tastograf.

Tần số sử dụng: $0 \div 300$ Hz.

Khoảng biên độ đo: $0,01 \div 20$ mm.

Giấy vẽ: loại tự vẽ, khổ rộng giấy 20 mm.

Tốc độ giấy chạy: có các mốc từ $2 \div 7$ m/phút.

Độ khuếch đại: 1: 4; 1: 10; 1: 20. Khi lắp thêm đầu phụ có tỷ số giảm 10: 1.

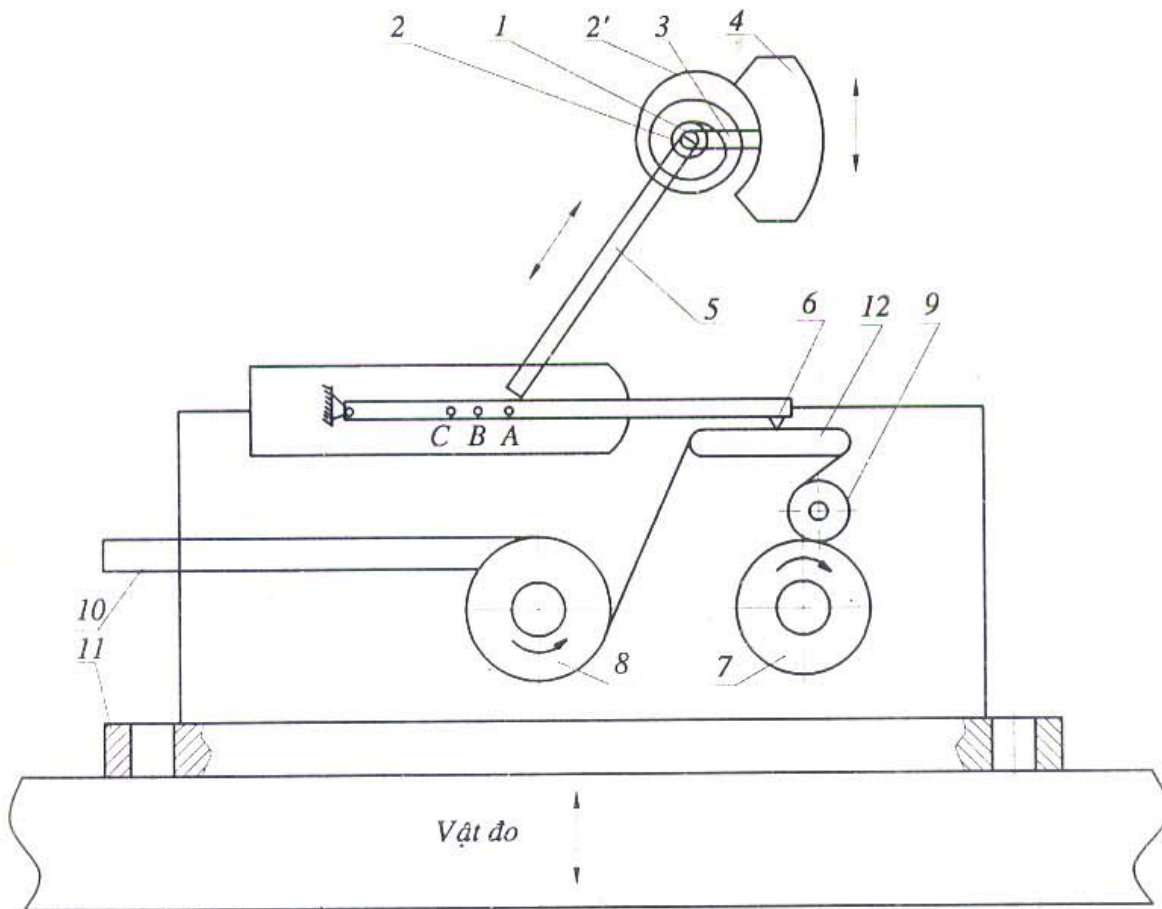
Bộ phận đánh dấu thời gian: có hai mức 1" và 5" (đi kèm theo máy).

Công dụng của thiết bị này là đo dao động thẳng.

b) Máy Heiger.

Công dụng của máy này là đo chuyển vị thẳng (đứng, ngang, nghiêng) và đo dao động xoắn.

Sơ đồ cấu tạo của thiết bị Heiger theo nguyên lý đo động lực học cho trên hình 4.5.



Hình 4.5

Đặc trưng kỹ thuật của máy Heiger:

Khoảng biên độ đo: 0,01 ÷ 40 mm.

Giấy vẽ: loại tự vẽ, khổ rộng giấy 40 mm.

Độ khuếch đại: 1: 3; 1: 6; 1: 12.

Thiết bị được gắn vào vật đo nhờ bốn vít 11. Vòng 2 được gắn chặt vào thiết bị đo. Lò xo 2', một đầu được nối chặt vào vòng 2, một đầu được

Trong đó

v- vận tốc giây chuyển động.

t- khoảng thời gian tương ứng với khoảng cách l .

Suy ra

$$T = \frac{\lambda}{v} = \frac{L}{l} \cdot \frac{t}{n} \quad (4.12)$$

$$F = \frac{1}{T} = \frac{l}{L} \cdot \frac{n}{t} \quad (4.13)$$

Chú ý: khi đo tần số thấp, vật dao động có thể quan sát bằng mắt, để đơn giản dùng đồng hồ bấm giây để đo chu kỳ dao động T . Ví dụ, đo chu kỳ dao động của con lắc đơn.

Khi biết tần số vòng ω dùng quan hệ

$$\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad (4.14)$$

để suy ra tần số $f = \frac{\omega}{2\pi}$ và chu kỳ $T = \frac{2\pi}{\omega}$

trong đó

f- tần số.

ω - tần số vòng.

T- chu kỳ dao động.

1.6.2. Xác định tần số dao động riêng ω_0 .

Có hai phương pháp: phương pháp đặt tải đột ngột và phương pháp cộng hưởng.

+ Phương pháp đặt tải đột ngột

Đặt tải hay bỏ tải đột ngột khi vật dao động tự do, lúc đó tần số dao động tự do là f_0 , suy ra tần số ω_0 theo (4.14).

Ví dụ, xác định tần số dao động riêng cơ bản của cầu.

Ở đây có hai cách tiến hành như sau:

- Dùng “loại tên lửa” đặt trên cầu bắn, gây tải trọng tác dụng lên cầu, sau đó đo tần số dao động tự do của cầu.

- Cho tàu chạy qua cầu, sau đó đo tần số dao động tự do của cầu.

+ Phương pháp cộng hưởng.

Tác dụng lực kích thích lên kết cấu, cho lực tăng dần tới lúc vượt quá miền cộng hưởng. Quan sát biên độ dao động, giá trị biên độ lớn nhất ứng với giá trị tần số cộng hưởng Ω_{ch} như sau:

Khi không có lực cản: $\Omega_{ch} = \omega_0$

Khi có lực cản: $\Omega_{ch} = \omega$

Tần số riêng có lực cản ω và không lực cản ω_0 , có quan hệ sau:

$$\omega = \omega_0 \sqrt{1 - \theta^2} \quad (4.15)$$

trong đó

$$\theta - \text{độ cản Lehr, } \theta = \frac{\alpha}{\omega_0} \quad (4.16)$$

α - hằng số tắt dần:

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{b}{2m} && \text{cho dao động thẳng} \\ \alpha &= \frac{b}{aJ} && \text{cho dao động góc} \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

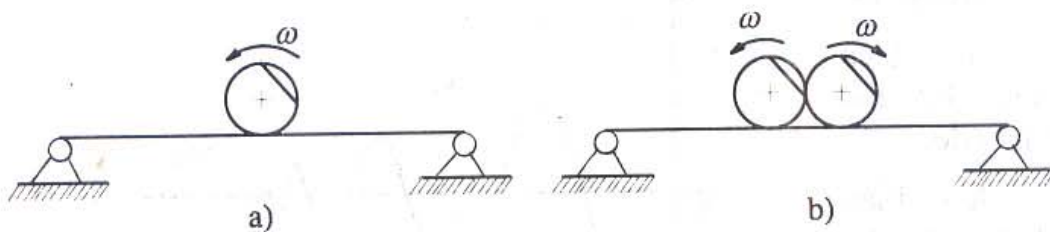
b- hệ số cản.

m- khối lượng vật dao động.

J- mômen quán tính quay.

Ví dụ.

Đo tần số dao động riêng của kết cấu theo phương đứng, dầm đặt trên hai gối tựa (hình 4.12).



Hình 4.12

Đặt trên dầm một bánh xe lệch tâm (hình 4.12a) hoặc hai bánh xe lệch tâm (hình 4.12b) đối xứng nhau để khử lực kích thích theo phương trục dầm. Cho bánh xe lệch tâm quay cho tới lúc cộng hưởng. Khi dầm dao động với biên độ lớn nhất, ta có trị số tần số cộng hưởng. Dầm dao động có biên độ lớn nhất (nếu tiếp tục tăng tần số thì biên độ giảm dần tới

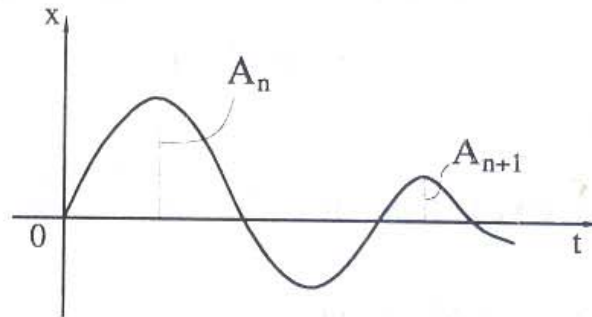
lúc đạt tới giá trị cộng hưởng lần hai, biên độ lại tăng nhanh ta ghi tần số lần 2,...).

Lấy giá trị cộng hưởng lần thứ nhất

$$\omega_0^1 = \omega_{ch}^1$$

1.6.3. Xác định độ giảm chấn lôga δ .

Theo định nghĩa độ giảm chấn lôga bằng logarit nêpe của biên độ chu kỳ dao động trước chia cho biên độ chu kỳ dao động



sau. Biểu thức toán học có dạng:

Hình 4.13

$$\delta = \ln \frac{A^n}{A^{n+1}} \quad (4.18)$$

Trong đó

A^n - biên độ chu kỳ trước.

A^{n+1} - biên độ chu kỳ sau (hình 4.13).

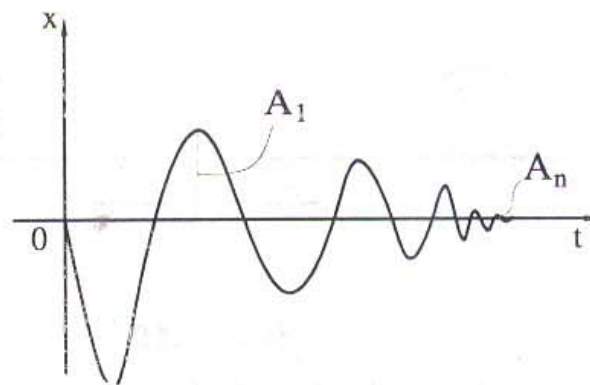
Trong thực nghiệm để đo chính xác biên độ, người ta thường dùng quan hệ

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{A_1}{A_n} \quad (4.19)$$

Trong đó

A_1 - biên độ chu kỳ thứ nhất nào đó.

A_n - biên độ thứ n chu kỳ dao động tiếp theo (hình 4.14).



Hình 4.14

Biết rằng $\delta = \alpha T \quad (4.20)$

Do đó, khi biết α và δ tính được chu kỳ dao động T:

$$T = \frac{\delta}{\alpha} \quad (4.21)$$

Hoặc khi biết δ , T tính được hằng số tắt dần α :

$$\alpha = \frac{\delta}{T} \quad (4.22)$$

Khi biết α , m tính được hệ số cản b theo biểu thức (4.17)

$$b = 2\alpha m \quad (4.23)$$

Độ giảm chấn lôga δ và độ cản lehr θ có quan hệ

$$\delta = 2\pi \frac{\theta}{\sqrt{1 - \theta^2}} \quad (4.24)$$

Suy ra độ cản Lehr

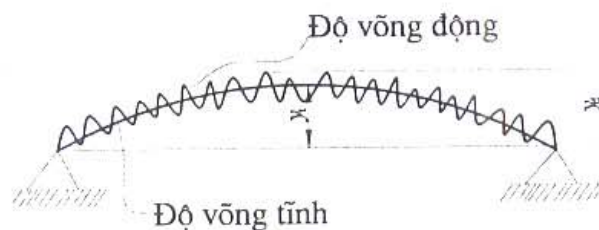
$$\theta = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + 4\pi^2}} \quad (4.25)$$

1.6.4. Xác định hệ số động.

Phương pháp:

Đặt tải trọng tĩnh, đo chuyển động tĩnh (thẳng, góc).

Cho vật dao động, đo chuyển vị lớn nhất (hình 4.15).



Hình 4.15

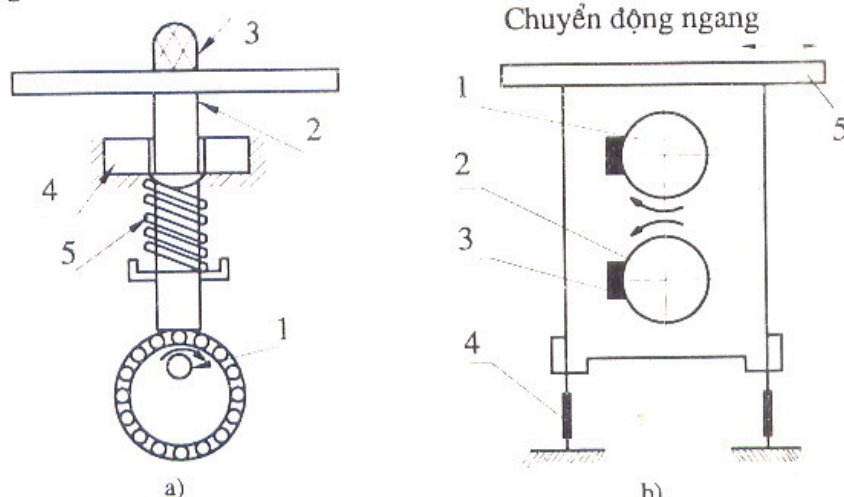
Hệ số động:

$$K_d = \frac{Y_d}{Y_t} \quad (4.26)$$

Trong đó

Y_d - biên độ dao động lớn nhất.

thành phần lực quán tính ngang gây dao động bản rung 5 theo phương ngang trở thành phần lò xo (hình 4.10b).



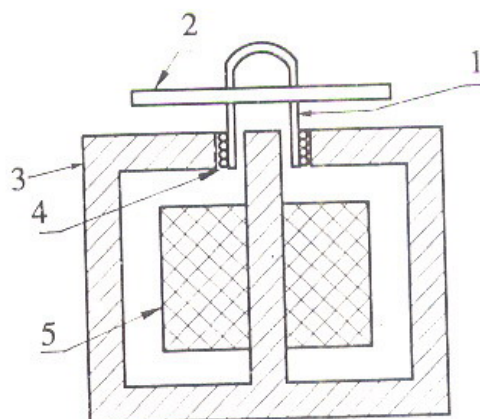
Hình 4.10. a) gây lực theo phương đứng: 1- trục lệch tâm; 2- trục đứng tỳ lên trục lệch tâm 1 (khi 1 quay, 2 đi lên đi xuống); 3- bản rung; 4- ổ đỡ; 5- lò xo.
b) gây lực theo phương ngang: 1, 2- bánh xe quay ngược chiều nhau; 3- khối lượng (không cân bằng); 4- lò xo uốn; 5- bản rung.

1.5.2. Phương pháp điện.

Hình 4.11 biểu diễn sơ đồ thiết bị tạo lực từ thay đổi theo chu kỳ.

Hình 4.11.

- 1- lò xo uốn;
- 2- bản tạo lực;
- 3- vỏ bọc;
- 4- cuộn dây kích thích;
- 5- cuộn dây



1.6. Cách đo các đại lượng cơ bản.

1.6.1. Xác định tần số f và chu kỳ dao động T .

Gọi L là chiều dài ghi tương ứng với n chu kỳ.

l là khoảng cách giữa hai khoảng thời gian đánh dấu.

λ là chiều dài sóng.

$$\text{Ta có } \lambda = \frac{L}{n};$$

$$V = \frac{l}{t}$$

Trong đó

v- vận tốc giây chuyển động.

t- khoảng thời gian tương ứng với khoảng cách l .

Suy ra

$$T = \frac{\lambda}{v} = \frac{L}{l} \cdot \frac{t}{n} \quad (4.12)$$

$$F = \frac{1}{T} = \frac{l}{L} \cdot \frac{n}{t} \quad (4.13)$$

Chú ý: khi đo tần số thấp, vật dao động có thể quan sát bằng mắt, để đơn giản dùng đồng hồ bấm giây để đo chu kỳ dao động T . Ví dụ, đo chu kỳ dao động của con lắc đơn.

Khi biết tần số vòng ω dùng quan hệ

$$\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad (4.14)$$

để suy ra tần số $f = \frac{\omega}{2\pi}$ và chu kỳ $T = \frac{2\pi}{\omega}$

trong đó

f- tần số.

ω - tần số vòng.

T- chu kỳ dao động.

1.6.2. Xác định tần số dao động riêng ω_0 .

Có hai phương pháp: phương pháp đặt tải đột ngột và phương pháp cộng hưởng.

+ Phương pháp đặt tải đột ngột

Đặt tải hay bỏ tải đột ngột khi vật dao động tự do, lúc đó tần số dao động tự do là f_0 , suy ra tần số ω_0 theo (4.14).

Ví dụ, xác định tần số dao động riêng cơ bản của cầu.

Ở đây có hai cách tiến hành như sau:

- Dùng “loại tên lửa” đặt trên cầu bắn, gây tải trọng tác dụng lên cầu, sau đó đo tần số dao động tự do của cầu.

- Cho tàu chạy qua cầu, sau đó đo tần số dao động tự do của cầu.

+ Phương pháp cộng hưởng.

Tác dụng lực kích thích lên kết cấu, cho lực tăng dần tới lúc vượt quá miền cộng hưởng. Quan sát biên độ dao động, giá trị biên độ lớn nhất ứng với giá trị tần số cộng hưởng Ω_{ch} như sau:

Khi không có lực cản: $\Omega_{ch} = \omega_0$

Khi có lực cản: $\Omega_{ch} = \omega$

Tần số riêng có lực cản ω và không lực cản ω_0 , có quan hệ sau:

$$\omega = \omega_0 \sqrt{1 - \theta^2} \quad (4.15)$$

trong đó

$$\theta - \text{độ cản Lehr, } \theta = \frac{\alpha}{\omega_0} \quad (4.16)$$

α - hằng số tắt dần:

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{b}{2m} && \text{cho dao động thẳng} \\ \alpha &= \frac{b}{aJ} && \text{cho dao động góc} \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

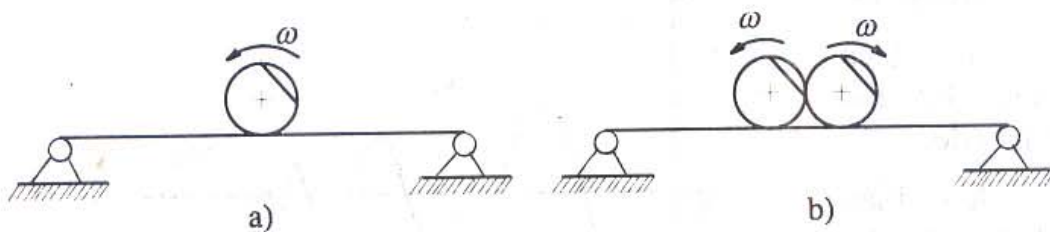
b- hệ số cản.

m- khối lượng vật dao động.

J- mômen quán tính quay.

Ví dụ.

Đo tần số dao động riêng của kết cấu theo phương đứng, dầm đặt trên hai gối tựa (hình 4.12).



Hình 4.12

Đặt trên dầm một bánh xe lệch tâm (hình 4.12a) hoặc hai bánh xe lệch tâm (hình 4.12b) đối xứng nhau để khử lực kích thích theo phương trục dầm. Cho bánh xe lệch tâm quay cho tới lúc cộng hưởng. Khi dầm dao động với biên độ lớn nhất, ta có trị số tần số cộng hưởng. Dầm dao động có biên độ lớn nhất (nếu tiếp tục tăng tần số thì biên độ giảm dần tới

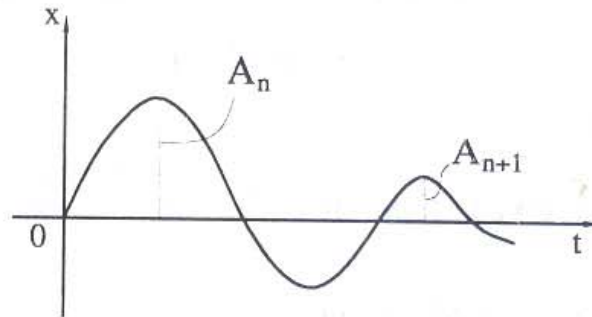
lúc đạt tới giá trị cộng hưởng lần hai, biên độ lại tăng nhanh ta ghi tần số lần 2,...).

Lấy giá trị cộng hưởng lần thứ nhất

$$\omega_0 = \omega_{ch}$$

1.6.3. Xác định độ giảm chấn lôga δ .

Theo định nghĩa độ giảm chấn lôga bằng logarit nêpe của biên độ chu kỳ dao động trước chia cho biên độ chu kỳ dao động



sau. Biểu thức toán học có dạng:

Hình 4.13

$$\delta = \ln \frac{A^n}{A^{n+1}} \quad (4.18)$$

Trong đó

A^n - biên độ chu kỳ trước.

A^{n+1} - biên độ chu kỳ sau (hình 4.13).

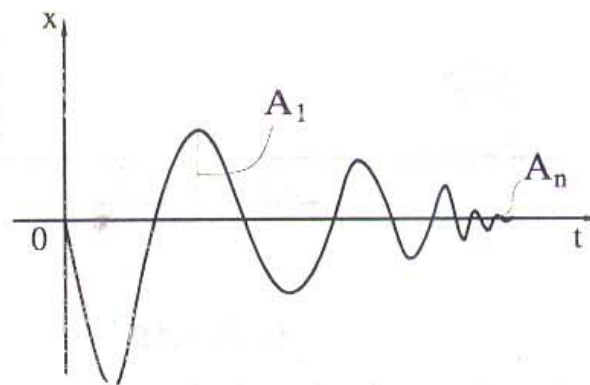
Trong thực nghiệm để đo chính xác biên độ, người ta thường dùng quan hệ

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \frac{A_1}{A_n} \quad (4.19)$$

Trong đó

A_1 - biên độ chu kỳ thứ nhất nào đó.

A_n - biên độ thứ n chu kỳ dao động tiếp theo (hình 4.14).



Hình 4.14

Biết rằng $\delta = \alpha T \quad (4.20)$

Do đó, khi biết α và δ tính được chu kỳ dao động T:

$$T = \frac{\delta}{\alpha} \quad (4.21)$$

Hoặc khi biết δ , T tính được hằng số tắt dần α :

$$\alpha = \frac{\delta}{T} \quad (4.22)$$

Khi biết α , m tính được hệ số cản b theo biểu thức (4.17)

$$b = 2\alpha m \quad (4.23)$$

Độ giảm chấn lôga δ và độ cản lehr θ có quan hệ

$$\delta = 2\pi \frac{\theta}{\sqrt{1 - \theta^2}} \quad (4.24)$$

Suy ra độ cản Lehr

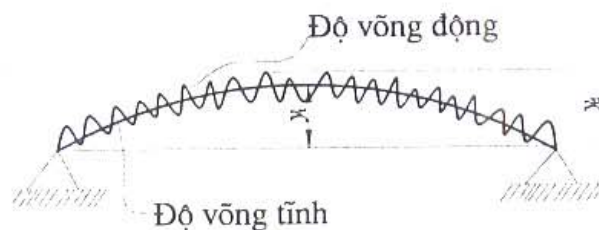
$$\theta = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + 4\pi^2}} \quad (4.25)$$

1.6.4. Xác định hệ số động.

Phương pháp:

Đặt tải trọng tĩnh, đo chuyển động tĩnh (thẳng, góc).

Cho vật dao động, đo chuyển vị lớn nhất (hình 4.15).



Hình 4.15

Hệ số động:

$$K_d = \frac{Y_d}{Y_t} \quad (4.26)$$

Trong đó

Y_d - biên độ dao động lớn nhất.

TIÊU CHUẨN NGÀNH

Nhóm H

CỘNG HOÀ XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM	QUY TRÌNH THỬ NGHIỆM CẦU	22 TCN170-87
BỘ GIAO THÔNG VẬN TẢI VÀ BƯU ĐIỆN		Có hiệu lực từ Ngày 01-10-1988

(Ban hành theo Quyết định số 2269/KHKT ngày 11-12-1987)

1- QUY ĐỊNH CHUNG

1.1. Quy trình này áp dụng để tổ chức thử nghiệm các cầu trên đường sắt, đường ô tô, đường thành phố và cầu chung cho đường sắt và đường ô tô có cấu tạo bằng vật liệu khác nhau và kết cấu khác nhau bao gồm các loại:

- Cầu bê tông cốt thép.
- Cầu bê tông cốt thép ứng suất trước.
- Cầu thép.
- Cầu thép - bê tông liên hợp.
- Cầu dầm đặc.
- Cầu dầm dàn.
- Cầu vòm
- Cầu có kết cấu nhịp tĩnh định, siêu tĩnh, nút thừa, v.v...

Quy trình này có thể vận dụng từng phần để tổ chức thử nghiệm cầu treo, cầu dây văng.

Quy trình này không đề cập đến việc kiểm tra, xem xét đối chiếu với các thiết kế cầu, cần phải thực hiện theo những quy định chung của Nhà nước về nghiệm thu các công trình xây dựng cơ bản.

1.2. Với hai loại đối tượng chính cần thử nghiệm là: các cầu mới xây dựng và các cầu cũ đang khai thác, quy trình này được vận dụng để thực hiện các nhiệm vụ sau đây:

- Thử nghiệm khi nghiệm thu bàn giao các công trình mới xây dựng.
- Thử nghiệm để đánh giá cấp tải trọng cầu cũ.
- Thử nghiệm khi hoàn thành sửa chữa lớn các công trình cầu cũ.
- Khi có yêu cầu cụ thể, quy trình này còn được vận dụng toàn bộ hay từng phần để:
- Phục vụ sản phẩm công trình được chế tạo hàng loạt.
- Phục vụ cho công tác nghiên cứu KHKT.
- Đánh giá chất lượng từng phần công trình đang xây dựng.

1.3. Đối với cầu mới xây dựng thì:

- Bắt buộc phải thử nghiệm khi công trình thuộc loại lớn, vĩnh cửu hay có kết cấu mới, đặc biệt.

- Chỉ thử nghiệm các loại cầu vừa, nhỏ khác còn lại (kể cả trường hợp cầu có dầm dàn chế tạo sẵn đã được nghiệm thu theo quy định của nhà máy) khi có nghi vấn về chất lượng.

Trong trường hợp vì hoàn cảnh đặc biệt, không thể thử nghiệm được một công trình thuộc loại lớn, vĩnh cửu thì phải có sự đồng ý của cấp xét duyệt thiết kế.

Đối với cầu cũ đang khai thác cần mở rộng, gia cố thêm thì phải tiến hành thử nghiệm để đánh giá khả năng chịu lực và điều kiện an toàn hiện tại làm cơ sở xây dựng luận chứng và giải pháp tăng cường cụ thể.

1.4. Tuỳ theo từng công trình cụ thể. Hội đồng nghiệm thu được thành lập và hoạt động theo quyết định của Bộ hay cơ quan quản lý cấp cơ sở Hội đồng nghiệm thu chỉ định Hội đồng thử nghiệm để điều hành quá trình thử nghiệm với đại diện của các thành phần sau đây:

- Cơ quan thiết kế.
- Cơ quan trực tiếp thi công (đối với cầu mới).
- Cơ quan quản lý công trình (kể cả đối với cầu mới hay cũ).
- Cơ quan trực tiếp đo đạc số liệu thử nghiệm.
- Cơ quan quản lý cấp trên và chủ đầu tư.

Nếu công trình thuộc loại lớn đặc biệt thì phải có cả cơ quan quản lý cấp nhà nước về kỹ thuật, tiêu chuẩn tham gia Hội đồng thử nghiệm.

Dựa vào mục đích và tính chất của việc thử nghiệm, cơ quan thiết kế chịu trách nhiệm xây dựng đề cương thử nghiệm để cơ quan quản lý cấp trên xét duyệt, cung cấp các số liệu thiết kế và đánh giá kết quả thử nghiệm đối với công trình cầu mới, cơ quan quản lý công trình kết hợp với thiết kế hay kết hợp với cơ quan có nhu cầu nghiên cứu KHKT chịu trách nhiệm xây dựng đề cương thử nghiệm đối với công trình cầu cũ hay công trình được quy định phục vụ cho nghiên cứu.

Cơ quan kiểm định chất lượng chuyên ngành hoặc cơ quan khoa học được trang bị các thiết bị thử nghiệm chịu trách nhiệm lập kế hoạch thử nghiệm theo đề cương đã duyệt, trực tiếp đo đạc số liệu và báo cáo kết quả thử nghiệm.

Cơ quan thi công hoặc cơ quan quản lý công trình chịu trách nhiệm lập dự toán thử nghiệm và chuẩn bị đầy đủ những điều kiện vật chất cần thiết tại hiện trường để đảm bảo tiến hành công tác thử nghiệm (thiết bị, năng lượng, vật tư, lao động, tải trọng, đà giáo phân phối giao thông, cung ứng hậu cần v.v...).

Hội đồng nghiệm thu chịu trách nhiệm duyệt đề cương thử nghiệm, đôn đốc thực hiện và thông qua văn bản tổng kết công tác thử nghiệm.

1.5. Để thực hiện nhiệm vụ cơ bản của việc thử nghiệm cầu là so sánh sự làm việc thực tế của công trình với những giả thuyết đề ra trong tính toán nhằm đánh giá tổng thể trạng thái công trình và khả năng thông qua tải trọng trong quá trình thử nghiệm, cần thu thập những thông số kỹ thuật cơ bản sau đây:

1) Khi thử với tải trọng xếp tĩnh:

- Độ võng, độ võng của dầm, dàn.

- Độ lún của mố, trụ, gối.
- Chuyển vị ngang đầu trên mố, trụ, gối.
- Ứng suất lớn nhất ở các mặt cắt cần kiểm tra.
- Ứng suất tập trung, ứng suất cục bộ (đối với công trình có nhu cầu nghiên cứu Khoa học kỹ thuật).

- Biến dạng đàn hồi và biến dạng dư.

2) Khi thử với tải trọng di động.

- Độ võng, độ võng của dầm, dàn.
- Độ lún của mố, trụ, gối
- Chuyển vị ngang của mố, trụ, gối.
- Ứng suất lớn nhất
- Biên độ và tần số dao động tự do theo phương pháp thẳng đứng.
- Biên độ và tần số dao động theo phương ngang (đối với cầu đường sắt).
- Biến dạng đàn hồi và biến dạng dư.

- Khi cần thiết theo quyết định của Hội đồng nghiệm thu có thể đo đạc thêm một số thông số kỹ thuật khác đối với những công trình đặc biệt và cũng có thể loại bỏ một số hạng mục đo đạc khi điều kiện trang thiết bị hoặc điều kiện hiện trường không cho phép.

Trong những thông số kỹ thuật trên nhất thiết phải thu thập cho được những số liệu về độ võng, biến dạng dư, ứng suất lớn nhất, biên độ dao động, tần số dao động để có cơ sở tối thiểu đi sâu phân tích, đối chiếu với số liệu thiết kế nhằm đánh giá đúng chất lượng công trình.

1.6. Cần phải thử nghiệm với hoạt tải thẳng đứng đối với những cầu mới xây dựng thuộc các loại sau đây trước khi nghiệm thu bàn giao công trình.

- Cầu đặc biệt lớn do Nhà nước quản lý.
- Cầu có kết cấu mới đặc biệt.
- Cầu trên đường sắt có kết cấu không định hình.
- Cầu bê tông cốt thép có khẩu độ lớn hơn hoặc bằng 40m.
- Cầu dàn thép có khẩu độ lớn hơn hoặc bằng 80m.
- Cầu có sai phạm kỹ thuật lớn (thử nghiệm theo yêu cầu của bên A để nghiệm thu).

Khi cần thiết, theo quyết định của Hội đồng nghiệm thu, có thể tiến hành thử nghiệm với hoạt tải thẳng đứng đối với những loại cầu khác không nêu ở trên.

Trong trường hợp đặc biệt không thể tiến hành thử tải trọng di động được thì cũng phải có ý kiến quyết định của Hội đồng nghiệm thu.

1.7. Không phải tiến hành thử nghiệm đối với những công trình sau đây:

- Cầu thuộc loại vừa và nhỏ không có ghi yêu cầu thử nghiệm, trong nhiệm vụ thiết kế và không do bên A đề nghị thử nghiệm.
- Cầu phải nghiệm thu sớm để đưa vào sử dụng tạm thời trong một thời gian

ngắn với tải trọng dưới mức tải trọng thiết kế và được cơ quan cấp trên có thẩm quyền cho phép.

Trong những trường hợp này, tiến hành nghiệm thu trên cơ sở hồ sơ thiết kế và các thủ tục quy định trong xây dựng cơ bản.

1.8. Trong mọi trường hợp, việc lấy mẫu và chế tạo mẫu để thí nghiệm cơ tính của vật liệu làm cầu phải tuân theo những quy định trong các quy trình thí nghiệm hiện hành.

Khi không thể có mẫu thử lấy trực tiếp từ trong kết cấu thì được phép áp dụng các phương pháp thí nghiệm gián tiếp như siêu âm, xung kích, thử độ cứng bề mặt theo quy trình hữu quan đã được cấp có thẩm quyền xét duyệt để thu thập số liệu cho Hội đồng nghiệm thu xem xét.

2. CHUẨN BỊ THỬ NGHIỆM CẦU

2.1. Để chuẩn bị thử nghiệm cầu, trước hết cần xem xét các điều kiện cần thiết sau đây để có cơ sở quy định nội dung quy mô tổ chức và biện pháp tiến hành trong đề cương thử nghiệm:

- Hồ sơ thiết kế được duyệt.
- Mức độ hoàn thành công trình.

Khả năng an toàn cho người, thiết bị và bản thân công trình trong quá trình tiến hành thử nghiệm.

- Khả năng trang thiết bị thử nghiệm và mức độ thuần thục của đội ngũ làm công tác thử nghiệm.

- Khả năng đáp ứng yêu cầu chuẩn bị hiện trường của đơn vị thi công hoặc quản lý công trình.

- Yêu cầu bảo đảm giao thông trên bộ và dưới nước.

- Tài liệu kiểm tra nghiệm thu công trình của ban nghiệm thu cơ sở (đối với cầu mới) hoặc tài liệu theo dõi quá trình khai thác của ban quản lý công trình (đối với cầu cũ).

2.2. Khảo sát tỉ mỉ một số mặt sau đây để đánh giá thực trạng công trình:

- Tình trạng của các bộ phận chịu lực chủ yếu.
- Tình trạng mặt cầu.
- Tình trạng các gối cầu.
- Tình trạng han gỉ, bong bật của các bộ phận kết cấu công trình.
- Tình trạng của những khu vực và bộ phận kết cấu chịu lực chủ yếu.
- Tình trạng sửa chữa những khuyết tật sai sót.
- Tình trạng đường vào cầu.
- Tình trạng thiết bị an toàn, tín hiệu, biển báo, gác, cứu sinh, ánh sáng.

2.3. Thu thập và xem xét các số liệu thiết kế như độ võng công trình, nội lực và ứng suất trên một số thanh hoặc bộ phận kết cấu chủ yếu. Đối với những công trình không có tài liệu thiết kế, phải tiến hành những tính toán cần thiết nhằm phục vụ cho việc phân

tích các kết quả thử nghiệm và xử lý, phân đoán trong quá trình thử nghiệm sau này.

2.4. Xem xét các tài liệu ghi chép trong quá trình giám sát thi công, những kết luận và biên bản nhận xét về chất lượng công trình (nhất là đối với những bộ phận ẩn dấu), về những sự cố xảy ra trong quá trình thi công và những sai lệch so với đồ án thiết kế được duyệt, xem xét chất lượng của những vật liệu xây dựng đã sử dụng và những chi tiết chế tạo ở nhà máy so với yêu cầu của thiết kế và những chỉ tiêu kỹ thuật cần có của vật liệu.

2.5. Thu thập các số liệu đầu tiên của công trình như độ võng, độ tĩnh tải, độ sai lệch của gối tựa, độ nghiêng của trụ, móng, vị trí trung tâm của con lăn gối cáp (nếu là cầu treo) và số liệu khác có liên quan đến việc phân tích, đánh giá chất lượng công trình sau này.

2.6. Xây dựng chi tiết đề cương thử nghiệm cầu bao gồm các nội dung chủ yếu sau đây:

- Khái quát về tính chất và đặc điểm công trình.
- Mô tả thực trạng công trình.
- Những hiện tượng cần lưu ý về chất lượng thi công công trình.
- Yêu cầu và mục đích trong công tác thử nghiệm.
- Nội dung cần quan sát, đo đạc khi thử nghiệm.
- Tải trọng sử dụng và tình trạng xếp tải.
- Sử dụng trang thiết bị thử nghiệm.
- Bố trí điểm đo.
- Bố trí lực lượng đo đạc.
- Bố trí phương tiện phục vụ đo đạc.
- Xác định thời gian thử nghiệm thích hợp.
- Công tác hậu cần.
- Công tác an toàn lao động, bảo vệ thiết bị thử nghiệm.
- Phân công trách nhiệm trong Hội đồng thử nghiệm.

Sau khi bàn bạc nhất trí và thông qua bản đề cương này Hội đồng nghiệm thu phải khẩn trương tổ chức chỉ đạo chặt chẽ và kiểm tra chu đáo từng khâu công tác chuẩn bị hiện trường trước khi thử nghiệm.

2.7. Việc lựa chọn, sắp xếp người vào các vị trí đo đạc hoặc thông tin, tín hiệu, an toàn và giám sát điều độ phải căn cứ vào mức độ thành thạo về nghiệp vụ, tình trạng sức khỏe và đặc điểm tâm sinh lý của từng người để bảo đảm hoạt động được khoa học và an toàn.

2.8. Việc lựa chọn dụng cụ, thiết bị thí nghiệm phải căn cứ vào yêu cầu thu thập các số liệu kỹ thuật, vào điều kiện cụ thể của hiện trường, hình dạng của kết cấu đo và yêu cầu về mức độ chính xác cần đạt. Những dụng cụ, thiết bị thử nghiệm này phải được cơ quan chức năng kiểm tra định kỳ 6 tháng một lần và phải vận hành thử để xác định độ tin cậy, độ an toàn của chúng trước khi lắp đặt; chỉ được dùng những dụng cụ cải tiến khi dụng cụ đo đó đã được thử nghiệm thực tế và đã có kết luận cho phép sử dụng của cơ

quan có thẩm quyền.

2.9. Việc thiết kế dàn giáo phục vụ việc lắp đặt thiết bị và đo đạc thử nghiệm phải theo đúng những quy định về tiêu chuẩn kỹ thuật, an toàn lao động và phải được người trực tiếp phụ trách công tác thí nghiệm thông qua.

2.10. Việc chuẩn bị tải trọng thử cầu phải căn cứ vào điều kiện thực tế của hiện trường và trình tự xếp dỡ tải nêu trong đề cương, có thể sử dụng đầu máy kéo đoàn toa xe, đoàn xe ô tô hay những tải trọng di động khác để thử cầu.

Đối với trường hợp thử tĩnh, cho phép sử dụng những loại tải trọng khác (như vật nặng, cát, nước...) nhưng phải áp dụng những biện pháp để đảm bảo truyền đầy đủ tải trọng xuống điểm cố định của kết cấu cần thử, phải cân, đo khối lượng để đảm bảo độ chính xác của tải trọng thử. Khi thử tĩnh phải có biện pháp đảm bảo khả năng chất tải và dỡ nhanh nhất đồng thời không làm thay đổi vị trí số của nó trong quá trình thử.

Sai số của tải trọng thử cầu không vượt quá $\pm 5\%$.

2.11. Trong một số trường hợp (thử đến phá hoại, thử những bộ phận riêng của kết cấu, thử với tác dụng lực ngang v.v...) có thể tạo nên tải trọng thử bằng kích, tời và các thiết bị khác. Khi đó, cần có biện pháp để xác định một cách chắc chắn trị số của tải trọng được truyền cho kết cấu (như sử dụng lực kế đã hiệu chuẩn, áp kế đo biến dạng và ứng suất trong các bộ phận được truyền tải trọng v.v...).

2.12. Trong kế hoạch thử nghiệm cầu, phải xác định rõ thời gian bắt đầu và kết thúc công việc, phải dự trù biện pháp đối phó khi thời tiết diễn biến không thuận lợi (nắng, mưa, cơn giông v.v...) và phải có biện pháp bảo đảm an toàn lao động và bảo đảm giao thông.

2.13. Để thử nghiệm cầu được thuận lợi, phải chuẩn bị đầy đủ các biểu mẫu ghi chép số liệu thí nghiệm cho từng vị trí đo đạc phù hợp với từng loại dụng cụ, thiết bị thí nghiệm phải đánh dấu chính xác các vị trí xếp tải trên cầu bằng vạch vôi, sơn phải đảm bảo đường vào cầu và trên cầu không có bất cứ trở ngại nào làm ảnh hưởng đến tốc độ xe chạy quy định như thử động.

2.14. Trước khi chính thức thử cầu, phải tổng kiểm tra lần cuối từng khâu công tác chuẩn bị. Với những công trình có yêu cầu thí nghiệm phức tạp, cần phải tổ chức tập dượt trước để thống nhất chỉ huy điều độ, thông tin, tín hiệu. Trong mọi trường hợp phải phổ biến cận kề kế hoạch tiến hành thử nghiệm đến từng thành viên tham gia.

3. NHỮNG THÍ NGHIỆM CƠ BẢN DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG TĨNH

Những chỉ dẫn chung:

3.1. Sau khi tổng kiểm tra toàn bộ công tác chuẩn bị cần chính thức hoá những thông số kỹ thuật cần thu thập qua thí nghiệm, khối lượng công tác thử nghiệm, số lượng và vị trí các bộ phận công trình (trụ, kết cấu nhịp) cần đưa vào thử, có trang bị các dụng cụ, thiết bị đo đạc đã được đề ra trong đề cương thử nghiệm.

3.2. Trong những trường hợp cần thiết, phải áp dụng những biện pháp thích hợp để

bảo vệ dụng cụ, thiết bị thí nghiệm không bị ảnh hưởng của gió, mưa nắng để đảm bảo sự chính xác của số liệu đo.

3.3. Khi thử nghiệm, cần phải dự kiến và thực hiện những biện pháp khắc phục những cản trở bất kỳ cho công việc và bảo đảm an toàn cho phương tiện vận tải, người đi lại trên đoạn đường tiếp giáp với cầu và những người làm công tác thử nghiệm.

Nếu trong thời gian thử không thể đình chỉ hoàn toàn việc đi lại trên cầu thì phải áp dụng những biện pháp đảm bảo an toàn cho đoàn tàu, ô tô, xe máy và người qua lại.

3.4. Khi thử tĩnh, trong trường hợp thông thường phải lấy hoạt tải thẳng đứng bằng hoạt tải tiêu chuẩn nhân với hệ số xung kích tính toán. Khi không thể lập được tải trọng như trên thì cho phép giảm nhẹ tải trọng thử nhưng trong bất cứ trường hợp nào tải trọng thử này cũng không được nhỏ hơn.

- Tải trọng thực tế nặng nhất đã thông qua trên tuyến (đối với cầu đường sắt).
- 80% hoạt tải tiêu chuẩn nhân với hệ số xung kích tính toán (đối với cầu đường ô tô).

3.5. Tốt nhất nên bố trí tải trọng thử cầu theo sơ đồ tổ hợp tải trọng khống chế đã được xác định trong hồ sơ thiết kế. Nếu gặp khó khăn trong thực tế (như tải trọng trục bánh xe không đạt yêu cầu...) thì có thể bố trí tải trọng sao cho đạt được giá trị nội lực tương đương với nội lực thiết kế ở các tiết diện có bố trí điểm đo.

Trong trường hợp cá biệt, theo sự thoả thuận với cơ quan đặt hàng, có thể thử nghiệm cầu theo đề cương quy ước với những tải trọng thử khác với những chỉ dẫn đã nêu.

3.6. Việc bố trí tải trọng dọc và ngang công trình, bố trí lệch tâm hay đúng tâm phải xuất phát từ điều kiện gây nên trạng thái làm việc bất lợi nhất cho công trình và các bộ phận cầu cần thử nghiệm của nó và phải được quy định chặt chẽ trong đề cương thử nghiệm cầu.

3.7. Với mỗi cấp tải trọng ở mỗi điểm đo phải cho tải trọng tác dụng 3 lần và đọc 3 lần để lấy số liệu bình quân, nếu sai số giữa 3 kết quả đọc không quá 15%. Nếu 1 trong 3 số liệu này vượt quá $\pm 15\%$ thì lấy bình quân của 2 số liệu gần nhau làm kết quả đo đạc, nếu cả 3 số liệu đều cách xa nhau quá $\pm 15\%$ thì phải đo lại.

3.8. Trước khi đọc số liệu chính thức cần phải cho tải trọng thử tác động vào kết cấu một vài lượt (như cho xe chạy qua cầu hoặc chất tải bằng vật liệu nặng...) để loại trừ những sai số do kết cấu chưa ổn định và điều chỉnh lại độ chính xác của thiết bị đã lắp đặt vào kết cấu.

3.9. Cần quy định và thực hiện những hiệu lệnh thống nhất về điều động, bố trí tải trọng thử cầu để tránh sai sót khi đọc số liệu hoặc bỏ sót điểm đo.

Thời điểm đọc số liệu là thời điểm mà các trị số biến dạng đọc được trên thiết bị đo đã ổn định và không ít hơn 5 phút kể từ khi xếp tải lên cầu.

Khi đo thử, cần phát hiệu lệnh chung để ghi lại đồng thời các trị số đo ở tất cả các điểm đo. Sau khi đọc xong số liệu, nếu phát hiện thấy thiết bị nào không làm việc hoặc làm việc không tốt thì phải thay bằng thiết bị khác hoặc sửa chữa lại ngay để tiếp tục công việc thử nghiệm.

3.10. Trong quá trình thử nghiệm, cần theo dõi cẩn thận công trình để phát hiện kịp thời những khuyết tật hoặc biến dạng mới phát sinh làm ảnh hưởng đến các kết quả đo đạc.

Nếu có khuyết tật biến dạng phát sinh, cần đổi chiều xem xét lại những kết quả kiểm tra trước lúc thử nghiệm để có cơ sở phân tích kết quả đo đạc chính xác.

Đo độ võng công trình:

3.11. Thông thường, nên bố trí điểm đo tại các tiết diện có độ võng lớn nhất, tại các vị trí bị suy giảm hoặc các tiết diện thay đổi đột ngột.

Số lượng điểm đo nhiều hay ít tùy thuộc vào khẩu độ cầu, nếu phải xây dựng biểu đồ độ võng công trình thì phải đo nhiều điểm dọc theo tim cầu.

Để cho việc chuẩn bị dầm giáo được đơn giản và tiết kiệm nhân lực, trong điều kiện cho phép có thể bố trí điểm đo độ võng gần điểm đo ứng suất.

Việc bố trí điểm đo cũng phải xét đến khả năng di chuyển thiết bị đo trong đợt thí nghiệm sao cho thời gian phải ngừng việc để di chuyển thiết bị đo được ngắn nhất.

3.12. Trong trường hợp nhịp đơn giản mà không thể bố trí thiết bị đo tại giữa nhịp được thì có thể bố trí đo tại tiết diện lân cận rồi sau đó tính ra độ võng tại giữa nhịp.

Khi độ lún của móng trụ đáng kể, phải bố trí điểm đo độ võng nhịp dầm tại 2 gối. Trong trường hợp này nếu không thể bố trí thiết bị đo tại gối được thì bố trí đo tại tiết diện lân cận của 2 gối (cách gối khoảng 0,5 - 1,0m) rồi sau đó tính ra độ võng tại giữa nhịp.

3.13. Đối với mặt cầu có từ hai làn xe trở lên thì khi đo độ võng tại mỗi tiết diện, nhất thiết phải đo ở cả hai bên thượng hạ lưu để xác định được độ võng ở tim cầu và độ nghiêng của mặt cầu khi xếp lệch tâm.

3.14. Việc bố trí điểm đo độ võng đối với dầm mút thừa hay dầm treo cũng tương tự như đối với dầm đơn giản, song cần đặc biệt chú ý đến chuyển vị của gối tựa.

3.15. Khi đo độ võng cục bộ của các chi tiết, cần đặc biệt chú ý đến chuyển vị của 2 đầu chi tiết, góc xiên của chi tiết đó đối với mặt phẳng nằm ngang.

3.16. Khi đo độ võng, nếu ở dưới cầu không có nước (cầu cạn) thì lấy ngay mặt đất làm điểm cố định để xác định độ võng, tốt nhất nên đặt thiết bị đo ở ngay trên mặt đất hay mô đá. Nếu ở dưới cầu có nước nông, lưu tốc nhỏ thì bố trí thiết bị đo ở trên cầu và tạo điểm cố định bằng cách dùng dây thả dọi xuống nước để làm chuẩn (quả dọi có trọng lượng trên 10kg).

3.17. Khi đo độ võng, nếu nước sông sâu, lưu tốc lớn không thể tạo điểm cố định ở dưới sông được thì phải dùng máy thủy bình để đo độ võng.

3.18. Phải dựa vào độ võng lớn nhất của công trình có thể xảy ra để lựa chọn thiết bị đo độ võng, để vừa đảm bảo được an toàn cho thiết bị, vừa đạt độ chính xác cao nhất có thể được. Thông thường khi đo độ võng, nên sử dụng các thiết bị cơ học, nếu phải đo độ võng quá nhỏ mới sử dụng đến các thiết bị điện tử. Đối với các thiết bị này, phải kiểm tra sự làm việc của chúng trước khi gá lắp phải chọn được phương án gá lắp tốt nhất, an toàn nhất trong quá trình thí nghiệm và phải gá lắp chắc chắn để tránh sai số.

3.19. Khi điều xe vào cầu để thử, phải đặt đúng vị trí đánh dấu sẵn.

Thường có hai phương án xếp xe để thử theo phương ngang cầu: xếp xe chính tâm cầu và xếp xe lệch tâm cầu. Trong trường hợp nào cũng phải thử theo phương án xếp xe chính tâm cầu, còn tùy theo tầm quan trọng của kết cấu cụ thể thử cả theo phương án thứ hai. Đối với cầu treo, cầu dây văng, cầu có hai làn xe trở lên, nhất thiết phải thử theo cả hai phương án xếp xe.

3.20. Để xác định biến dạng dư của công trình, cần phải đọc được 3 trị số ứng với 3 trường hợp sau đây của lần xếp tải đầu tiên và lần xếp tải cuối cùng:

- Khi xe chưa vào cầu.
- Khi xếp xe trên cầu.
- Khi xe ra khỏi cầu.

Trị số biến dạng dư của 2 lần xếp tải đó không tính theo trị số bình quân mà phải để riêng rẽ để có thể phân tích chất lượng công trình được chính xác.

3.21. Đối với mỗi công trình, phải có 1 sơ đồ bố trí chung các điểm đo và những điều cần thiết để tránh sai sót trong thực hành. Số liệu thí nghiệm phải được ghi chép bằng bút bi bên những biểu thống nhất đã được chuẩn bị sẵn. Khi phải xóa chữ số, chỉ gạch đè lên để có thể đọc lại được khi cần thiết.

Trước khi kết thúc công việc, cần kiểm tra sơ bộ kết quả đo. Người chủ trì công việc phải tập hợp đầy đủ số liệu của các điểm đo, so sánh tương đối giữa chúng với nhau, phát hiện những sai sót trong quá trình đo và có biện pháp bổ sung kịp thời.

Kiểm tra ứng suất trong kết cấu:

3.22. Việc xác định ứng suất trong kết cấu dựa trên cơ sở đo biến dạng tương đối $\epsilon_{\max}$ của kết cấu khi chịu lực để tính trị số ứng suất theo quan hệ:

$$\sigma = N \cdot \epsilon \cdot \epsilon_{\max}$$

Trong đó:

- σ - ứng suất trong kết cấu (kg/mm^2);
- ϵ - mô đun đàn hồi của vật liệu (kg/mm^2);
- $\epsilon_{\max}$ - biến dạng tương đối lớn nhất của kết cấu.

Khi cần thiết, phải xác định E bằng cách thí nghiệm mẫu.

2.23. Đối với cầu nhiều nhịp, việc xác định nhịp nào cần kiểm tra ứng suất phải dựa theo các nguyên tắc cơ bản sau đây:

1) Nếu cầu có các nhịp giống nhau về chiều dài nhịp, kết cấu nhịp và vật liệu làm cầu thì phải chọn nhịp nào có nhiều nội dung kỹ thuật cần kiểm tra nhất đồng thời có điều kiện thuận lợi khi kiểm tra đo đạc.

2) Nếu cầu có nhiều nhịp khác nhau về chiều dài nhịp nhưng giống nhau về kết cấu và vật liệu thì nên chọn nhịp có khẩu độ lớn nhất để kiểm tra.

3) Nếu cầu có nhiều nhịp khác nhau cả về khẩu độ lẫn kết cấu và vật liệu thì nhất

thiết phải tiến hành thí nghiệm tất cả các nhịp hoặc nhịp đại diện cho từng nhóm nhịp có kết cấu và vật liệu giống nhau.

3.24. Việc bố trí cho số lượng điểm đo ứng suất nhiều hay ít tùy thuộc vào đặc điểm của cầu hay mục đích nghiên cứu KHKT. Điểm đo ứng suất thường được bố trí tại những phần tử kết cấu chịu lực chính, tại những vị trí sẽ xuất hiện những ứng suất lớn nhất hay tại những tiết diện bị suy giảm đột ngột hoặc có khuyết tật.

Khi xét đến ứng suất lớn nhất, phải kết hợp với đường ảnh hưởng của nội lực đối với mỗi thanh trong kết cấu nhịp cầu để xác định vị trí cần đo.

3.25. Trên cùng một tiết diện cần đo, phải bố trí ít nhất là 2 điểm ứng suất ở những vị trí thích hợp sao cho có thể ghi nhận được trị số biến dạng (kéo hay nén) thuận tùy dọc trục và kết quả đo ít chịu ảnh hưởng nhất của các biến dạng phụ như xoắn, uốn...

Nếu do yêu cầu nghiên cứu cần phải biết các biến dạng phụ này thì phải có biện pháp tách ra ngay khi bố trí điểm đo cũng như khi xử lý số liệu.

3.26. Tùy theo hình dạng cụ thể của phần tử kết cấu (thanh dầm, bản) và vị trí cần đo, cần phải lựa chọn thiết bị đo sao cho việc gá lắp và theo dõi, đọc số liệu được thuận lợi nhất và đảm bảo được an toàn cho người và thiết bị.

Ở các điểm nằm dưới thấp và có điều kiện gá lắp dễ dàng thì nên chọn thiết bị cơ học. Đối với các điểm trên cao, khó gá lắp, khó đọc số liệu thì dùng thiết bị điện tử với các chuyển đổi thường dùng là tấm điện trở hoặc đầu đo cảm ứng.

Khi lựa chọn thiết bị đo, cần dự kiến trước giá trị đo thực tế sẽ xuất hiện khi chất tải và đặc biệt chú ý đến giá trị lớn nhất và nhỏ nhất của số đo có thể ghi nhận trên máy để tránh tình trạng giá trị đo thực tế quá nhỏ hoặc quá lớn không ghi nhận được và có thể làm hỏng thiết bị đo.

3.27. Khi đo biến dạng tương đối bằng thiết bị điện tử, cần phải chuẩn bị điểm đo hết sức tỉ mỉ và tuân theo những quy định về dán tấm điện trở, về gắn đầu đo cảm ứng, về thao tác và sử dụng máy ghi... được nêu trong bản hướng dẫn sử dụng thiết bị.

3.28. Khi gá lắp thiết bị cơ học cũng phải đảm bảo những quy định được nêu trong các bản hướng dẫn sử dụng từng thiết bị.

Không được phép sử dụng những thiết bị cơ học chưa được kiểm tra kỹ lưỡng và thiếu biện pháp đảm bảo an toàn cho những thiết bị đó.

3.29. Đối với mỗi cấp tải trọng, phải xếp tải 3 lần để đọc trị số biến dạng để tính giá trị bình quân và xử lý số liệu giống như ở điều 3.7.

Khi đo biến dạng, cũng áp dụng các phương pháp chất tải lựa chọn thời điểm đọc số liệu, ghi chép số liệu, kiểm tra và xử lý số liệu giống như ở phần đo độ võng trong chương này.

3.30. Trong trường hợp đặc biệt và thật cần thiết, có thể xác định nội lực do tĩnh tải gây ra bằng cách kích dầm lên để đo phản lực ở 2 gối rồi từ đó tính ra nội lực của từng tiết diện cần nghiên cứu hay từng thanh trong kết cấu cầu.

3.31. Khi thử nghiệm kết cấu bê tông cốt thép, cần quan sát kết cấu hết sức cẩn thận để phát hiện vết nứt. Phải ghi chép rõ sơ đồ kết cấu có xuất hiện vết nứt, số lượng,

khoảng cách, chiều dày, bề rộng, chiều sâu vết nứt và phương phát triển của vết nứt... phải chú ý chọn điểm đo biến dạng của kết cấu bê tông cốt thép không trùng với vết nứt có sẵn hay mới xuất hiện trong bê tông hoặc không ở vị trí bê tông có khuyết tật.

4. NHỮNG THÍ NGHIỆM CƠ BẢN DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG ĐỘNG

4.1. Đối với mỗi công trình cầu, chỉ được phép thử nghiệm với tải trọng động trên cơ sở đã thử nghiệm với tải trọng tĩnh một cách an toàn.

Khi thử động với những công trình có bề rộng mặt cầu lớn nhỏ khác nhau, cho phép chỉ sử dụng một làn xe chạy đúng tim cầu khi thử động có thể sử dụng các loại tải trọng sau đây:

1. Tải trọng di động có dạng phương tiện vận tải riêng biệt (đầu máy, ô tô) hoặc đoàn tàu, đoàn xe ô tô tiêu chuẩn.
2. Tải trọng chấn động đặt vào những chỗ quy định trên công trình.
3. Tải trọng va chạm tác động vào những chỗ quy định trên công trình.
4. Lực hãm xe đột ngột trên công trình.

4.2. Để thử động, cần sử dụng những tải trọng động có thể tạo nên những tác dụng xung kích lớn nhất đối với kết cấu, bao gồm cả những xung kích nhịp nhàng do tải trọng di chuyển trên cầu gây nên.

Trong trường hợp cần thiết đơn vị thử cầu có thể áp dụng những biện pháp riêng để tạo nên tác dụng xung kích của tải trọng di động bằng cách tạo nên trạng thái không đều dọc trên đường xe chạy (như cấu tạo bậc ở mỗi nối ray, ở vệt bánh xe ô tô hay cho xe chạy theo hình chữ chi v.v...).

4.3. Tác dụng và chạm lên kết cấu được tạo nên bằng cách cho tải trọng va chạm tức thời và trực tiếp vào kết cấu.

Trong mọi trường hợp thử tải trọng va chạm, phải áp dụng những biện pháp cần thiết để tránh làm hư hỏng cục bộ kết cấu.

4.4. Khi cho tải trọng di động qua cầu để thử nghiệm, phải bắt đầu từ tốc độ 5km/h rồi tăng dần lên đến tốc độ lớn nhất của phương tiện vận tải đó hoặc đến tốc độ do thiết kế quy định. Phương tiện phải đạt đến tốc độ quy định khi tới gần đầu cầu và không được tăng tốc độ khi chạy qua cầu.

4.5. Khi thử động, cần thu thập được những thông số kỹ thuật cơ bản đã nêu ở điều 1.4 trong đó khi cần xác định 3 đại lượng; độ võng, ứng suất và dao động của công trình nhất thiết phải có thiết bị chuyên dụng tự ghi lại hình ảnh và tráng rửa phim để xác định biểu đồ tổng thể của công trình trong thời gian tải trọng đi qua.

Việc sử dụng máy tự ghi, tráng rửa phim ảnh, phân tích xác định những thông số ghi được trên giấy ảnh phải thực hiện đúng theo quy định trong các tài liệu hướng dẫn sử dụng các thiết bị này.

4.6. Việc lựa chọn vị trí đo độ võng động phụ thuộc vào yêu cầu cần nghiên cứu và

thử nghiệm. Thông thường, cần bố trí đo độ võng ở vị trí có độ võng tĩnh lớn nhất hoặc ở những tiết diện xét thấy bị suy giảm. Cho phép đo độ võng động tại một điểm dọc tìm cầu.

Khi cầu xây dựng biểu đồ võng thì phải đo tại nhiều điểm dọc tìm cầu, từ các đồ thị ghi được của mỗi điểm đo tìm ra các giá trị độ võng lớn nhất để vẽ biểu đồ.

4.7. Cần bố trí ứng suất ở ngay vị trí đã đo ứng suất tĩnh lớn nhất hoặc ở những vị trí xét thấy rất nhạy cảm đối với lực xung kích của tải trọng động hoặc ở những vị trí đặc biệt theo yêu cầu nghiên cứu.

4.8. Về dao động đối với cầu đường ô tô chỉ cần xác định biểu đồ dao động theo phương thẳng đứng, còn đối với cầu đường sắt thì phải xác định dao động cả theo phương ngang cầu và trong trường hợp này cần phải tuân thủ cách gắn thiết bị đo dao động theo từng phương riêng biệt của cầu.

4.9. Khi thử động, người điều xe và người điều khiển máy ghi chụp tự động phải có liên hệ chặt chẽ với nhau bằng tín hiệu riêng sao cho máy ghi chụp hoạt động trước khi tải trọng tác dụng vào kết cấu nhịp cầu khoảng 5 giây.

Khi muốn nghiên cứu ảnh hưởng của nhịp bên cạnh đối với nhịp cầu thử thì máy ghi chụp phải hoạt động suốt thời gian tải trọng lăn bánh qua cầu.

4.10. Sau mỗi cấp tải trọng động, phải kiểm tra lại các thiết bị được gắn vào công trình và dây an toàn buộc trên thiết bị, đồng thời tháo gỡ gây những thiết bị, dụng cụ đo không tham gia thử động để đề phòng trường hợp thiết bị rời ra khi kết cấu chịu tác dụng của lực xung kích.

4.11. Phải chú ý ghi chép rõ chiều quay của kim đồng hồ gắn trên thiết bị trong mỗi lần thử tải. Phải đánh dấu hoặc xác định bằng đồng hồ bấm giây thời điểm xe đi vào cầu hoặc ra khỏi cầu trên bằng giấy ghi biểu đồ của tải trọng động.

5. XỬ LÝ SỐ LIỆU ĐO ĐẠC VÀ TRÌNH BÀY KẾT QUẢ THỬ NGHIỆM CẦU

5.1. Trên cơ sở những bản ghi chép số liệu đo đạc ở mỗi vị trí, tính toán giá trị thực của độ võng hoặc biến dạng (ứng suất) với mỗi cấp tải trọng tương ứng để xác định các giá trị bình quân và loại trừ những số liệu chênh nhau quá phạm vi cho phép như đã nêu ở điều 3.7.

Khi tính toán giá trị cuối cùng, phải đặc biệt chú ý đến độ phóng đại của thiết bị đo và những hệ số hiệu chỉnh nếu có.

5.2. Khi xác định các giá trị và biên độ dao động tần số dao động và ứng suất, độ võng dưới tác dụng của tải trọng, phải căn cứ theo các ảnh chụp và tráng rửa rõ nhất, phải dùng thước đo có độ chính xác đến 0,1mm.

5.3. Sau khi tính toán đầy đủ các số liệu đo đạc, người phụ trách chung có trách nhiệm nhìn bao quát các tài liệu thu thập được, phân tích sơ bộ để loại trừ những kết quả phi lý không phù hợp với đặc điểm làm việc của kết cấu. Nếu không có gì sai sót về tính toán, về ghi chép, về số liệu đo thì tổ chức thử nghiệm lại (nếu không bỏ qua được) hoặc

không dùng số liệu phi lý do nhưng phải thuyết minh rõ ràng và không huỷ số liệu do đó trong hồ sơ.

Trên cơ sở kết quả thử nghiệm đã thu được, phải phân tích khả năng làm việc của kết cấu, đánh giá chất lượng công trình so với nhiệm vụ thiết kế, xác định những tồn tại thiết kế kỹ thuật và nêu lên ý kiến giải quyết.

5.4. Báo cáo thử nghiệm, trình bày dưới dạng một báo cáo tổng kết kỹ thuật quá trình thử nghiệm cầu, cần bao hàm được các nội dung sau đây:

1. Mô tả kết cấu công trình.
2. Những số liệu tóm tắt rút ra từ tài liệu thiết kế.
3. Những trường hợp đặc biệt xảy ra trong quá trình thi công (các sự cố kỹ thuật, các phạm vi đối với thiết kế).
4. Những hiện tượng khiếm khuyết của công trình (hiện tượng hư hỏng, những nghi vấn về chất lượng, những khuyết tật phát hiện được v.v...)
5. Yêu cầu và nội dung thử nghiệm cầu.
6. Dụng cụ và thiết bị được sử dụng để thử nghiệm cầu và tải trọng thử.
7. Trình tự thử nghiệm cầu.
8. Các hiện tượng phát sinh trong quá trình thử nghiệm.
9. Các kết quả đo đạc tĩnh và động trên tất cả các điểm đo dưới mỗi cấp tải trọng.
10. Phân tích các số liệu có kết hợp với các tài liệu kiểm tra và đặc điểm của kết cấu.
11. Đánh giá mức độ đúng đắn về những giả thiết tính toán và giải pháp kết cấu của thiết kế.
12. Những kết luận về trạng thái chất lượng của công trình về khả năng thông qua của tải trọng.
13. Những kiến nghị về quản lý công trình và duy tu bảo dưỡng, những chỉ dẫn về giải pháp kỹ thuật cần áp dụng nhằm khắc phục những mặt khiếm khuyết đã được phát hiện.

5.5. Kèm theo những báo cáo thử nghiệm, còn có những tài liệu kỹ thuật phản ánh quá trình đo đạc như sơ đồ tổng thể kết cấu cầu, các mặt cắt đã đo và vị trí điểm đo trên mặt cắt đó (ở từng bộ phận kết cấu), ảnh chụp dao động, biểu đồ ứng suất và độ võng dưới tác dụng của tải trọng động và các tài liệu minh họa khác.

5.6. Báo cáo thử nghiệm cần phải có phần phụ lục bao gồm các tài liệu có giá trị là chứng cứ pháp lý như:

- Văn bản yêu cầu kiểm tra công trình.
- Quyết định thành lập Hội đồng nghiệm thu.
- Đề cương thử nghiệm cầu.
- Phân công trách nhiệm trong quá trình thử nghiệm cầu.
- Kết quả thí nghiệm vật liệu.
- Biên bản thử nghiệm cầu và các tài liệu có liên quan khác.

5.7. Việc đánh giá chất lượng công trình phải dựa vào yêu cầu thử nghiệm được đề ra (như đã nêu trong mục 1.2) phải dựa trên cơ sở tài liệu kiểm tra và số liệu đo đạc khi thử nghiệm để đảm bảo tính chất khách quan, toàn diện của hoạt động thử nghiệm. Để đánh giá tổng hợp công trình phải dựa vào những số liệu đo đạc cơ bản nhất trong thử nghiệm là độ võng, biến dạng dư, ứng suất lớn nhất, ứng suất tập trung biên độ dao động, tần số dao động.

6. AN TOÀN LAO ĐỘNG

6.1. Trong quá trình thử nghiệm cầu, phải tuyệt đối chấp hành những quy định có liên quan trong các tiêu chuẩn chung của Nhà nước về an toàn lao động, an toàn giao thông và những quy định bổ sung được nêu trong chương này.

Trước khi bắt đầu thử nghiệm cầu, mọi người tham gia công việc đều phải được hướng dẫn chu đáo về các biện pháp đảm bảo an toàn lao động trong thời gian làm việc.

Khi thử nghiệm cầu trên tuyến đường ô tô, đường sắt đang khai thác, cũng cần phải có biện pháp bảo đảm an toàn tuyệt đối cho người, đồng thời phải đảm bảo an toàn cho phương tiện vận tải qua lại được bình thường theo tốc độ quy định.

6.2. Trong quá trình thử nghiệm, nhất thiết phải có cán bộ chuyên trách về an toàn lao động. Người này có trách nhiệm kiểm tra giám sát, vấn đề an toàn cho người và thiết bị trong suốt quá trình chuẩn bị, quá trình thử nghiệm và thu dọn hiện trường. Khi phát hiện có hiện tượng không đảm bảo an toàn phải phản ánh ngay với người phụ trách chung để ra lệnh tạm ngừng công việc và tiến hành bổ cứu.

6.3. Khi làm việc này phải đi lại ở gần hay ở trên mặt nước, phải bố trí sẵn các phương tiện cứu sinh (phao cứu sinh, xuống, quả cầu nổi, giầy thừng v.v...) và bố trí người giám sát an toàn biết phương pháp cứu người bị tai nạn lúc ban đầu.

Khi phải làm việc trên cầu qua sông rộng, nhất thiết phải kiểm tra khả năng sẵn sàng hoạt động của các phương tiện cứu sinh trước khi tiến hành công việc.

6.4. Khi làm việc ở trên cao hơn 1,5m và ở chỗ không có lan can tay vịn, cần phải có các dây đai an toàn đã được định kỳ kiểm tra về độ bền 6 tháng một lần.

6.5. Khi cần làm việc ở dưới khu vực có đường dây cao thế đi qua phải báo trước và có sự thoả thuận của cơ quan quản lý đường dây.

Không được đến gần hoặc mang các dụng cụ làm việc, đặc biệt là các dụng cụ dài như thang, thước, dòn v.v... đến gần đường dây tải điện trần hoặc các bộ phận của lưới cáp điện trong phạm vi 2 mét.

Chỉ những người được thừa nhận có kiến thức về an toàn lao động, biết phương pháp bảo vệ khi làm việc gần dòng điện và biết phương pháp cứu chữa ban đầu cho người khác khi gặp tai nạn mới được phép đến chỗ làm việc có các thiết bị điện di chuyển.

6.6. Cán bộ chuyên trách về an toàn lao động phải chịu trách nhiệm chính và người phụ trách chung phải kiểm tra tổng quát về việc đảm bảo điều kiện an toàn khi làm việc trên các đà giáo thi công, trên giá treo, thang và các kết cấu khác để thử nghiệm cầu cũng như đảm bảo độ bền, độ cứng cần thiết của các phương tiện kết cấu này.

6.7. Khi cần tiến hành công tác đồng thời trên nhiều tầng ở các kết cấu công trình có hai tầng trở lên phải có đủ những kết cấu bảo vệ, ván lát để che chắn các tầng và có những biện pháp khác để bảo đảm an toàn cho những người làm việc ở phía dưới.

6.8. Khi tiến hành thử tải trọng chấn động, người không có phận sự không được đến gần chỗ máy chấn động làm việc dưới 1,5m.

Khi tiến hành thử tải trọng va chạm, người không có phận sự không được đến gần chỗ thử dưới 3m.

6.9. Đơn vị thi công hoặc quản lý công trình phải cử người trực tiếp chỉ đạo việc đặt và điều khiển tời, kích hoặc những thiết bị khác để phục vụ cho hoạt động thử nghiệm.

Người phụ trách thí nghiệm chung phải trực tiếp chỉ đạo việc thử nghiệm những bộ phận kết cấu riêng biệt cho đến phá hoại cần thực hiện trên những bộ giá chuyên dụng.

VÍ DỤ:
BÁO CÁO KẾT QUẢ THỬ TẢI CẦU

CẦU Ô MÔN

KM 20+600, QUỐC LỘ 91

Cầu Ô Môn được xây dựng tại km 20+600 trên Quốc lộ 91. Chiều dài cầu 99.35m, gồm 5 nhịp bố trí theo sơ đồ: $2 \times 18,65 + 24,75 + 2 \times 18,65$ m.

Cầu được thiết kế cho 2 làn xe ô tô với chiều rộng phần đường xe chạy bằng 7,5m và hai lề đường người đi $2 \times 1,25$ m. Chiều rộng toàn cầu $B = 10$ m.

Kết cấu nhịp sử dụng dầm BTCT tiền áp lắp ghép, chế tạo tại xưởng bê tông Châu Thới. Mố trụ bằng BTCT đúc tại chỗ.

Hiện tại, đầu cầu cấm biển cho phép xe có tải trọng $P = 25$ tấn qua cầu.

- **Các căn cứ kiểm định:**

1- Quy trình kiểm định cầu trên đường ô tô: 22 - TCN-248-98

2- Quy trình thử nghiệm cầu: 22 - TCN-170- 87

3- Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn: 22 -TCN-18-79

4- Các tài liệu tham khảo:

- Tiêu chuẩn khảo sát thử nghiệm cầu cống (CHuII-8-06-87 của Liên Xô cũ)

- Quy trình xác định sức chịu tải của kết cấu nhịp cầu dầm BTCT cầu đường bộ của Cộng hoà Liên Bang Nga BCH -32-78

- Tiêu chuẩn Xây dựng Cầu và cống (CHuII -2-05-03-84 của Liên Xô cũ)

- Tiêu chuẩn Cầu Đường bộ của AASHTO tập 1, 2 của phần I

- **Mục đích kiểm định:**

- Đo đạc kiểm tra đánh giá hiện trạng cầu

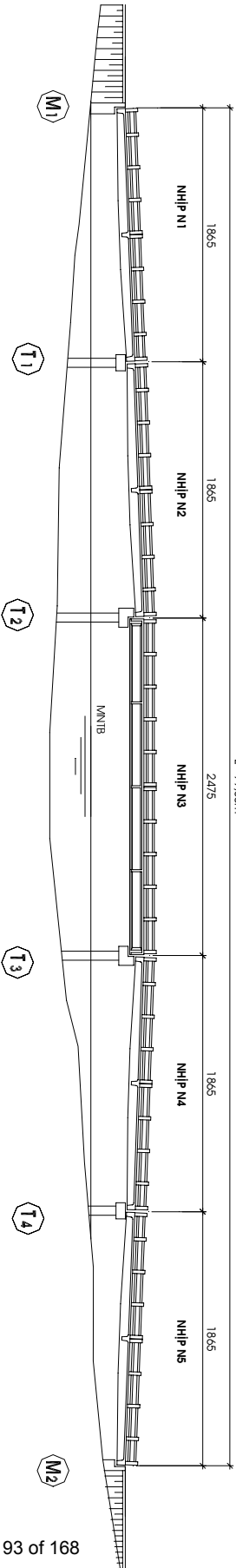
- Đo đạc trạng thái ứng suất, biến dạng của các bộ phận kết cấu chính dưới tác dụng của hoạt tải tĩnh và động

- Xác định năng lực chịu tải của cầu

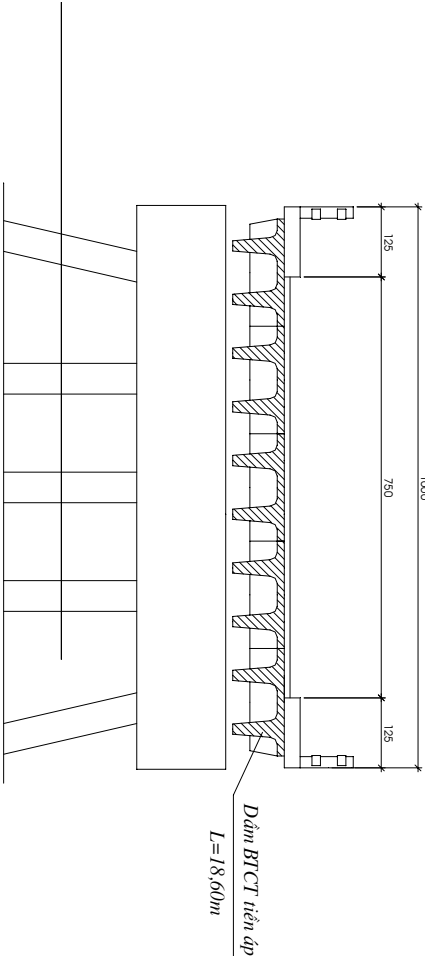
- Kiến nghị giải pháp và chế độ quản lý (duy tu, sửa chữa và khai thác)

- Bổ sung vào hồ sơ quản lý cầu

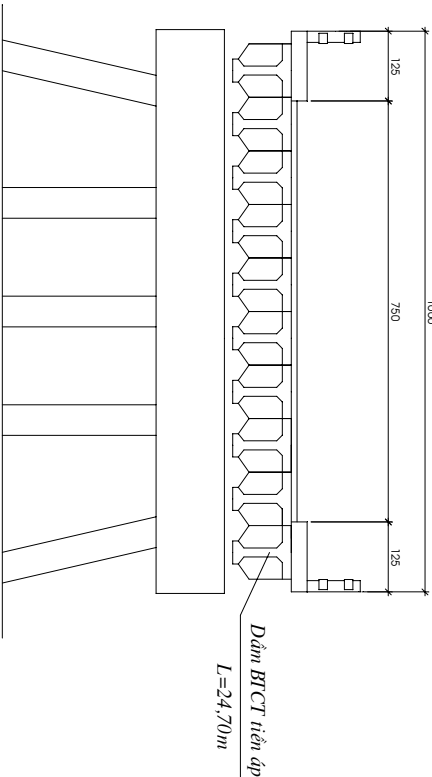
CẦU Ô MÔN KM 20+600 Q.LỘ 91



MẶT CẮT NGANG NHIP N1, N2, N4, N5



MẶT CẮT NGANG NHIP N3



1. KHẢO SÁT

1.1. KẾT CẤU NHỊP

1.1.1. Lan can, đường bộ hành, mặt đường xe chạy

Lan can bằng BTCT, cột cao 25x25 cao 93cm, bố trí cách nhau 1.6m. Tay vịn 15x15cm. Chất lượng còn tốt.

Đường bộ hành bằng BTCT, rộng 125cm, cao 12cm so với mặt đường xe chạy, chất lượng còn tốt.

Mặt đường xe chạy bằng bê tông nhựa dày trung bình 3cm, tương đối bằng phẳng. Độ dốc ngang cầu không đáng kể.

Các khe co dãn chưa có hiện tượng hư hỏng nhiều.

1.1.2. Dầm chủ, dầm ngang

Kết cấu nhịp sử dụng dầm BTCT tiền áp, chế tạo tại Châu Thới, gồm 2 loại sau:

Nhịp 1,2 và nhịp 4, 5: $L=18,6m$

Mặt cắt ngang gồm 10 dầm chủ lắp ghép chữ T dạng bụng cá, khoảng cách giữa các dầm bằng 95cm. Chiều cao dầm tại tiết diện giữa nhịp bằng 79cm và tại gối bằng 61cm. Kết cấu nhịp có 3 dầm ngang, 1 dầm tại giữa nhịp và 2 dầm trên gối. Các dầm chủ được liên kết với nhau chủ yếu thông qua bản BTCT dày khoảng 8cm phủ lên toàn bộ bề mặt các dầm.

Dọc theo cổ các dầm biên (nơi tiếp giáp giữa sườn dầm và cánh bản) thấy có các vết nứt dọc kéo dài.

Nhịp 3 : $L=24,7m$

Nhịp 24,70m gồm 10 dầm chủ chữ T có bầu dầm, khoảng cách giữa các dầm bằng 95cm. Chiều cao dầm không thay đổi. Có 5 dầm ngang. Nhìn chung chất lượng dầm còn tốt, liên kết ngang có yếu hơn so với thiết kế ban đầu (mối nối bê tông nứt, cáp ngang bị chùng).

1.1.3. Gối cầu

Gối cầu bằng các tấm cao su dày 4cm, hiện đang khai thác bình thường.

1.2. KẾT CẤU DƯỚI

Mố cầu dạng mố cọc thép, vùi trong đất có kích thước bệ là 130x150cm, dài 12m. Tường cánh bị nứt vỡ nhiều, đặc biệt tại vị trí hai đầu nơi tiếp giáp giữa tường cánh và tường thân.

Trụ cầu BTCT kê trên cọc thép đường kính 60 cm. kích thước bệ là 90×120cm, dài 12m. Trụ cũng có nhiều vết nứt ở đáy và hai đầu trụ.

Nhìn chung, móng trụ chưa có nghiêng lệch và xói lở.

1.3. CHẤT LƯỢNG VẬT LIỆU CỦA CÁC BỘ PHẬN KẾT CẤU CHỦ YẾU

Các bộ phận kết cấu chủ yếu của công trình đều được tiến hành kiểm tra cường độ bê tông.

Thiết bị: Súng bắn bê tông bật nảy.

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ BÊ TÔNG (KG/CM²)

Dầm chủ nhịp 18,6m	Dầm chủ nhịp 24,7m	Trụ	Mố
400	410	185	200

Theo kết quả thí nghiệm, cường độ bê tông của kết cấu nhịp và trụ mố đều đảm bảo. Chất lượng bê tông cọc cũng như phần nằm dưới đất của mố không xác định được.

1.4. ĐƯỜNG HAI ĐẦU CẦU

Ta luy đường đầu cầu chưa có hiện tượng sụt lở.

Hệ thống cọc tiêu, biển báo hiệu đầy đủ.

1.5. ẢNH HƯỞNG CỦA NHỮNG TÁC NHÂN, MÔI TRƯỜNG XUNG QUANH ĐẾN AN TOÀN VÀ KHAI THÁC CÔNG TRÌNH.

Các hiện tượng về dòng chảy, giao thông thủy cũng như các tác động dân sinh trong khu vực không gây ảnh hưởng đến sự an toàn và khai thác công trình.

2. THỬ NGHIỆM CẦU

Công tác thử nghiệm được thực hiện cho các hạng mục:

- Nhịp N1: đo ứng suất, độ võng và dao động
- Nhịp N3: đo độ võng và dao động.
- Trụ T2: đo chuyển vị đứng và ngang cầu.

2.1. THỬ TẢI TRỌNG Ô TÔ ĐỨNG YÊN

Tải trọng:

Dùng 2 xe tải, có trọng lượng $P = 25$ tấn, với các chỉ tiêu như sau:

- Số trục bánh xe: 3
- Khoảng cách giữa tim hai hàng bánh xe theo phương ngang cầu: 1,85m
- Khoảng cách giữa trục trước và trục giữa: 3,40m
- Khoảng cách giữa hai trục sau: 1,30m
- Trọng lượng trục trước: 5,0T
- Trọng lượng hai trục sau: 2×10,0T

Sơ đồ tải trọng và các thế tải được thể hiện trên hình vẽ

Các nội dung đo:

2.1.1. Đo ứng suất dầm chủ

- Tiết diện: Giữa nhịp
- Thiết bị:
 - Tensomet đòn
 - Máy đo ứng biến P-3500
- Điểm đo:

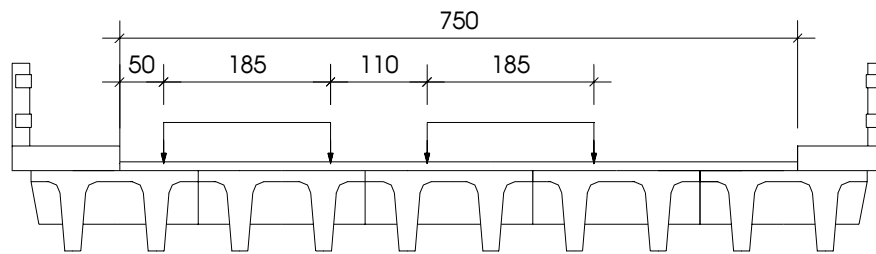
Nhịp N1: 20 điểm đo

- Thố dưới: Dầm 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10
- Thố đáy bản: Dầm 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10

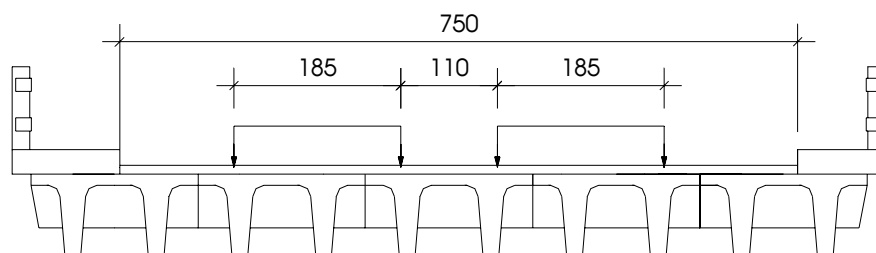
SƠ ĐỒ CÁC THỂ TẢI NHỊP N1

PHƯƠNG NGANG CẦU

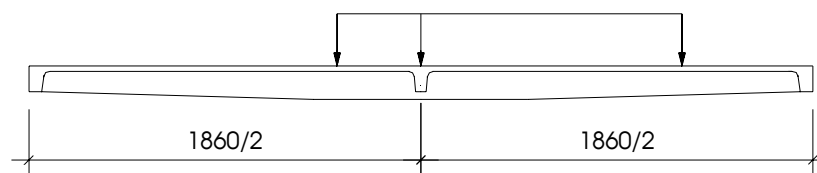
THỂ TẢI LỆCH TÂM



THỂ TẢI ĐÚNG TÂM



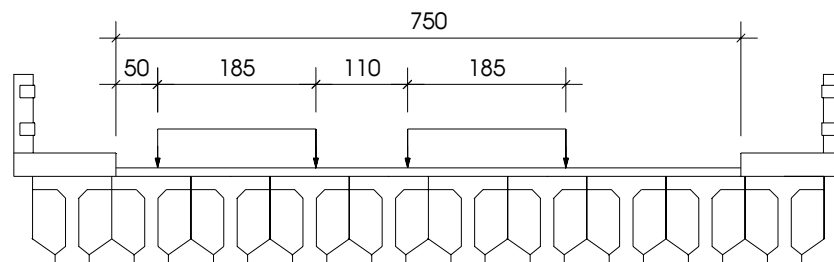
PHƯƠNG DỌC CẦU



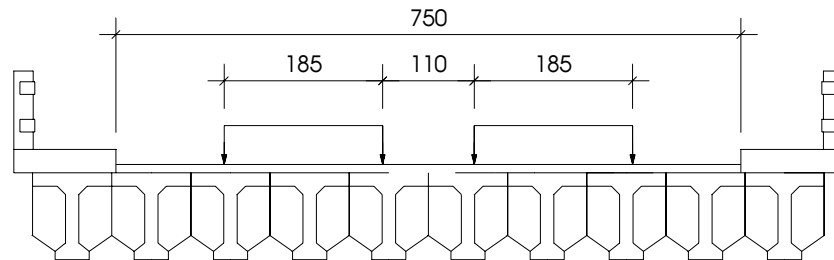
SƠ ĐỒ CÁC THỂ TẢI NHỊP N3

PHƯƠNG NGANG CẦU

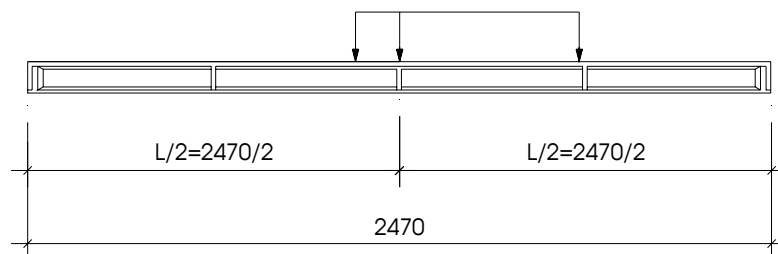
THỂ TẢI LỆCH TÂM



THỂ TẢI ĐÚNG TÂM

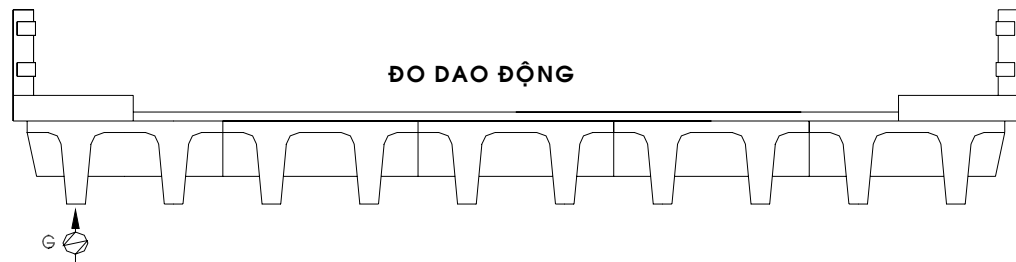
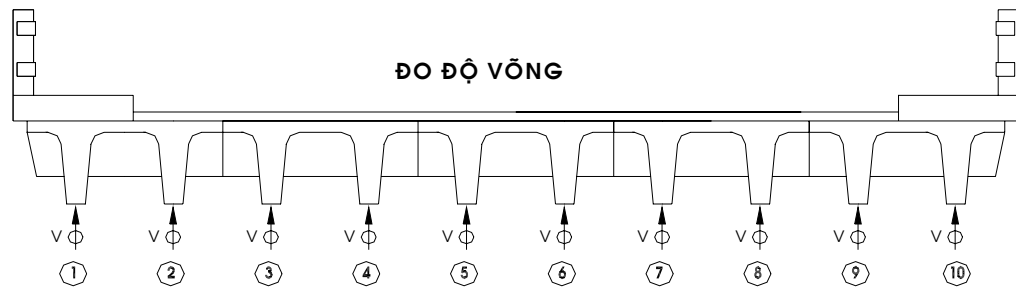
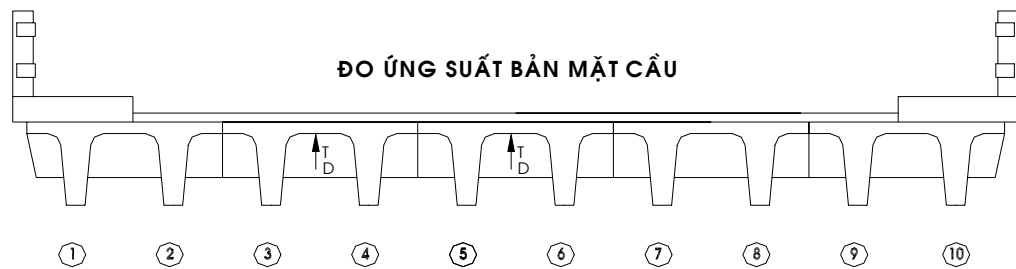
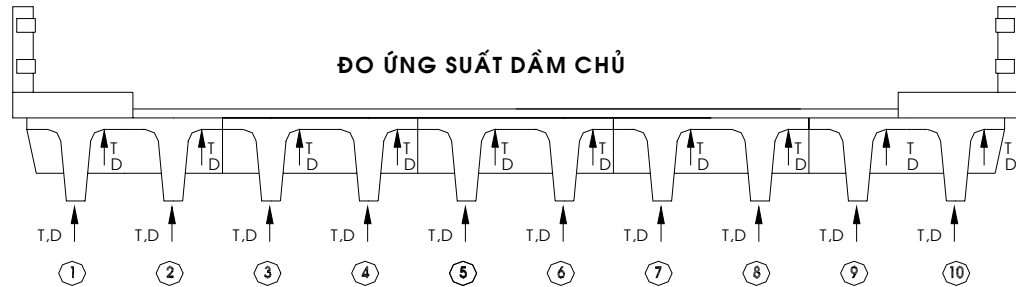


PHƯƠNG DỌC CẦU

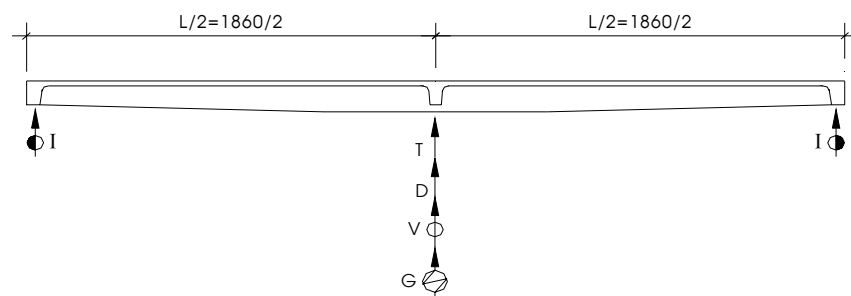


SƠ ĐỒ BỐ TRÍ THIẾT BỊ ĐO

NHỊP N1

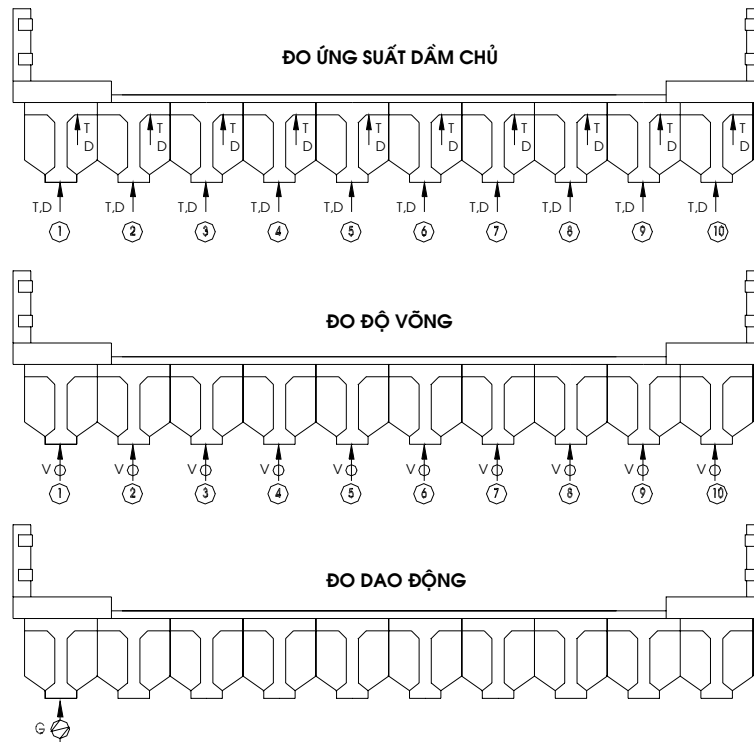


PHƯƠNG DỌC CẦU

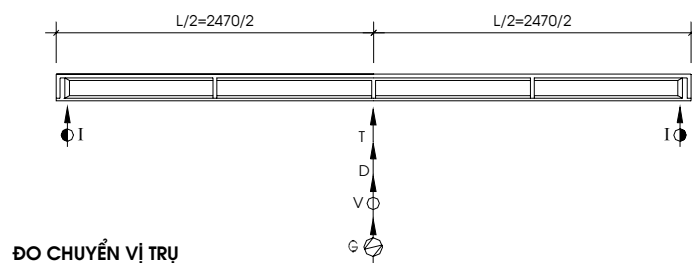


SƠ ĐỒ BỐ TRÍ THIẾT BỊ ĐO

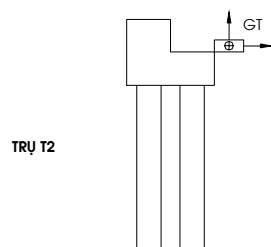
NHỊP N3



PHƯƠNG DỌC CẦU



ĐO CHUYỂN VỊ TRỤ



Ghi chú: T- Tensomet dòn; D- Tấm điện trở
I- Indicator
G- Máy đo dao động
GT- Đầu đo gia tốc

KẾT QUẢ ĐO ỨNG SUẤT DÂM CHỦ - NHỊP N1 (L=18,6M) THỂ TẢI 1

Điểm đo		Thiết bị	Số đọc trung bình	σ (kg/cm ²)	σ^{TB} (kg/cm ²)
Kí hiệu	Vị trí				
D1	Thố dưới dầm 1	T	9.0	31.500	31.850
		Đ	92	32.200	
T1	Thố đáy bản dầm 1	T	-1.5	-5.250	-5.425
		Đ	-16	-5.600	
D2	Thố dưới dầm 2	T	9.5	33.250	33.600
		Đ	97	33.950	
T2	Thố đáy bản dầm 2	T	-1.5	-5.250	-5.775
		Đ	-18	-6.300	
D3	Thố dưới dầm 3	T	10.0	35.000	34.650
		Đ	98	34.300	
T3	Thố đáy bản dầm 3	T	-1.5	-5.250	-5.775
		Đ	-18	-6.300	
D4	Thố dưới dầm 4	T	10.0	35.000	35.700
		Đ	104	36.400	
T4	Thố đáy bản dầm 4	T	-2.0	-7.000	-6.300
		Đ	-16	-5.600	
D5	Thố dưới dầm 5	T	10.0	35.000	35.875
		Đ	105	36.750	
T5	Thố đáy bản dầm 5	T	-2.0	-7.000	-6.300
		Đ	-16	-5.600	
D6	Thố dưới dầm 6	T	10.0	35.000	34.650
		Đ	98	34.300	
T6	Thố đáy bản dầm 6	T	-2.0	-7.000	-6.125
		Đ	-15	-5.250	
D7	Thố dưới dầm 7	T	10.0	35.000	34.300
		Đ	96	33.600	
T7	Thố đáy bản dầm 7	T	-2.0	-7.000	-6.125
		Đ	-15	-5.250	
D8	Thố dưới dầm 8	T	9.5	33.250	32.900
		Đ	93	32.550	
T8	Thố đáy bản dầm 8	T	-1.5	-5.250	-5.775
		Đ	-18	-6.300	
D9	Thố dưới dầm 9	T	9.5	33.250	32.550
		Đ	91	31.850	
T9	Thố đáy bản dầm 9	T	-1.5	-5.250	-5.425
		Đ	-16	-5.600	
D10	Thố dưới dầm 10	T	9.0	31.500	31.675
		Đ	91	31.850	

Điểm đo		Thiết bị	Số đọc trung bình	σ (kg/cm ²)	σ^{TB} (kg/cm ²)
Kí hiệu	Vị trí				
T10	Thở đáy bản dầm 10	T	-1.5	-5.250	-5.425
		Đ	-16	-5.600	

KẾT QUẢ ĐO ỨNG SUẤT DẦM CHỦ - NHỊP N1 (L=18,6M) THỂ TẢI 2

Điểm đo		Thiết bị	Số đọc trung bình	σ (kg/cm ²)	σ^{TB} (kg/cm ²)
Kí hiệu	Vị trí				
D1	Thở dưới dầm 1	T	9.0	31.500	32.200
		Đ	94	32.900	
T1	Thở đáy bản dầm 1	T	-1.5	-5.250	-5.600
		Đ	-17	-5.950	
D2	Thở dưới dầm 2	T	9.5	33.250	33.425
		Đ	96	33.600	
T2	Thở đáy bản dầm 2	T	-1.5	-5.250	-5.775
		Đ	-18	-6.300	
D3	Thở dưới dầm 3	T	10.0	35.000	34.475
		Đ	97	33.950	
T3	Thở đáy bản dầm 3	T	-1.5	-5.250	-5.775
		Đ	-18	-6.300	
D4	Thở dưới dầm 4	T	10.0	35.000	35.350
		Đ	102	35.700	
T4	Thở đáy bản dầm 4	T	-2.0	-7.000	-6.125
		Đ	-15	-5.250	
D5	Thở dưới dầm 5	T	10.0	35.000	35.525
		Đ	103	36.050	
T5	Thở đáy bản dầm 5	T	-2.0	-7.000	-6.475
		Đ	-17	-5.950	
D6	Thở dưới dầm 6	T	10.0	35.000	35.175
		Đ	101	35.350	
T6	Thở đáy bản dầm 6	T	-2.0	-7.000	-6.300
		Đ	-16	-5.600	
D7	Thở dưới dầm 7	T	10.0	35.000	34.125
		Đ	95	33.250	
T7	Thở đáy bản dầm 7	T	-2.0	-7.000	-6.300
		Đ	-16	-5.600	
D8	Thở dưới dầm 8	T	9.5	33.250	33.075
		Đ	94	32.900	
T8	Thở đáy bản dầm 8	T	-1.5	-5.250	-5.600
		Đ	-17	-5.950	
D9	Thở dưới dầm 9	T	9.5	33.250	32.900

Điểm đo		Thiết bị	Số đọc trung bình	σ (kg/cm ²)	σ^{TB} (kg/cm ²)
Kí hiệu	Vị trí				
		Đ	93	32.550	
T9	Thở đáy bản dầm 9	T	-1.5	-5.250	-5.600
		Đ	-17	-5.950	
D10	Thở dưới dầm 10	T	9.0	31.500	31.850
		Đ	92	32.200	
T10	Thở đáy bản dầm 10	T	-1.5	-5.250	-5.425
		Đ	-16	-5.600	

KẾT QUẢ ĐO ỨNG SUẤT DẦM CHỦ - NHỊP N1 (L=24.75M) THỂ TẢI 1

Điểm đo		Thiết bị	Số đọc trung bình	σ (kg/cm ²)	σ^{TB} (kg/cm ²)
Kí hiệu	Vị trí				
D1	Thở dưới dầm 1	T	10.5	36.750	36.575
		Đ	104	36.400	
T1	Thở đáy bản dầm 1	T	-2.5	-8.750	-9.100
		Đ	-27	-9.450	
D2	Thở dưới dầm 2	T	10.0	35.000	35.875
		Đ	105	36.750	
T2	Thở đáy bản dầm 2	T	-2.5	-8.750	-8.925
		Đ	-26	-9.100	
D3	Thở dưới dầm 3	T	10.0	35.000	35.350
		Đ	102	35.700	
T3	Thở đáy bản dầm 3	T	-2.5	-8.750	-8.750
		Đ	-25	-8.750	
D4	Thở dưới dầm 4	T	10.0	35.000	34.650
		Đ	98	34.300	
T4	Thở đáy bản dầm 4	T	-2.5	-8.750	-8.750
		Đ	-25	-8.750	
D5	Thở dưới dầm 5	T	9.5	33.250	33.425
		Đ	96	33.600	
T5	Thở đáy bản dầm 5	T	-2.5	-8.750	-8.225
		Đ	-22	-7.700	
D6	Thở dưới dầm 6	T	9.0	31.500	31.325
		Đ	89	31.150	
T6	Thở đáy bản dầm 6	T	-2.5	-8.750	-7.875
		Đ	-20	-7.000	
D7	Thở dưới dầm 7	T	8.5	29.750	29.400
		Đ	83	29.050	
T7	Thở đáy bản dầm 7	T	-2.0	-7.000	-7.525
		Đ	-23	-8.050	

Điểm đo		Thiết bị	Số đọc trung bình	σ (kg/cm ²)	σ^{TB} (kg/cm ²)
Kí hiệu	Vị trí				
D8	Thở dưới dầm 8	T	7.5	26.250	26.425
		Đ	76	26.600	
T8	Thở đáy bản dầm 8	T	-2.0	-7.000	-6.650
		Đ	-18	-6.300	
D9	Thở dưới dầm 9	T	6.5	22.750	23.975
		Đ	72	25.200	
T9	Thở đáy bản dầm 9	T	-2.0	-7.000	-5.950
		Đ	-14	-4.900	
D10	Thở dưới dầm 10	T	6.0	21.000	21.000
		Đ	60	21.000	
T10	Thở đáy bản dầm 10	T	-1.5	-5.250	-5.075
		Đ	-14	-4.900	

KẾT QUẢ ĐO ỨNG SUẤT DẦM CHỦ - NHỊP N1 (L=24.75M) THỂ TẢI 2

Điểm đo		Thiết bị	Số đọc trung bình	σ (kg/cm ²)	σ^{TB} (kg/cm ²)
Kí hiệu	Vị trí				
D1	Thở dưới dầm 1	T	8.0	28.000	28.350
		Đ	82	28.700	
T1	Thở đáy bản dầm 1	T	-2.0	-7.000	-7.175
		Đ	-21	-7.350	
D2	Thở dưới dầm 2	T	8.5	29.750	29.225
		Đ	82	28.700	
T2	Thở đáy bản dầm 2	T	-2.0	-7.000	-7.350
		Đ	-22	-7.700	
D3	Thở dưới dầm 3	T	8.5	29.750	30.100
		Đ	87	30.450	
T3	Thở đáy bản dầm 3	T	-2.0	-7.000	-7.875
		Đ	-25	-8.750	
D4	Thở dưới dầm 4	T	9.0	31.500	31.150
		Đ	88	30.800	
T4	Thở đáy bản dầm 4	T	-2.0	-7.000	-7.875
		Đ	-25	-8.750	
D5	Thở dưới dầm 5	T	9.5	33.250	32.725
		Đ	92	32.200	
T5	Thở đáy bản dầm 5	T	-2.0	-7.000	-8.050
		Đ	-26	-9.100	
D6	Thở dưới dầm 6	T	9.5	33.250	32.550
		Đ	91	31.850	
T6	Thở đáy bản dầm 6	T	-2.0	-7.000	-8.050

Điểm đo		Thiết bị	Số đọc trung bình	σ (kg/cm ²)	σ^{TB} (kg/cm ²)
Kí hiệu	Vị trí				
		Đ	-26	-9.100	
D7	Thớ dưới dầm 7	T	9.0	31.500	30.975
		Đ	87	30.450	
T7	Thớ đáy bản dầm 7	T	-2.0	-7.000	-8.225
		Đ	-27	-9.450	
D8	Thớ dưới dầm 8	T	8.5	29.750	29.925
		Đ	86	30.100	
T8	Thớ đáy bản dầm 8	T	-2.0	-7.000	-7.525
		Đ	-23	-8.050	
D9	Thớ dưới dầm 9	T	8.5	29.750	30.100
		Đ	87	30.450	
T9	Thớ đáy bản dầm 9	T	-2.0	-7.000	-7.350
		Đ	-22	-7.700	
D10	Thớ dưới dầm 10	T	8.0	28.000	28.350
		Đ	82	28.700	
T10	Thớ đáy bản dầm 10	T	-2.0	-7.000	-6.825
		Đ	-19	-6.650	

2.1.2. Đo độ võng dầm chủ

- Tiết diện: Giữa nhịp
- Thiết bị: - Vồng kế (V)
- Indicator (I)
- Điểm đo:

Nhịp N1 - 10 điểm đo:

Dầm 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10

Nhịp N2 - 10 điểm đo:

Dầm 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10

KẾT QUẢ ĐO ĐỘ VỒNG - NHỊP N1 (L=18,6M) THỂ TẢI 1

Điểm đo		Số đọc trung bình		Độ võng (mm)
Kí hiệu	Vị trí	V	(Ii+Ij)/2	
V1	Giữa nhịp dầm 1	931	127	8.04
V2	Giữa nhịp dầm 2	996	136	8.60
V3	Giữa nhịp dầm 3	1024	132	8.92
V4	Giữa nhịp dầm 4	1074	139	9.35
V5	Giữa nhịp dầm 5	1094	134	9.60
V6	Giữa nhịp dầm 6	1065	127	9.38
V7	Giữa nhịp dầm 7	1021	118	9.03
V8	Giữa nhịp dầm 8	998	116	8.82

V9	Giữa nhịp dầm 9	948	110	8.38
V10	Giữa nhịp dầm 10	898	107	7.91

KẾT QUẢ ĐO ĐỘ VÔNG - NHỊP N1 (L=18,6M) THỂ TẢI 2

Điểm đo		Số đọc trung bình		Độ vông (mm)
Kí hiệu	Vị trí	V	(Ii+Ij)/2	
V1	Giữa nhịp dầm 1	930	119	8.11
V2	Giữa nhịp dầm 2	973	121	8.45
V3	Giữa nhịp dầm 3	1017	128	8.89
V4	Giữa nhịp dầm 4	1057	131	9.26
V5	Giữa nhịp dầm 5	1086	138	9.48
V6	Giữa nhịp dầm 6	1065	125	9.40
V7	Giữa nhịp dầm 7	1053	120	9.33
V8	Giữa nhịp dầm 8	1013	113	9.00
V9	Giữa nhịp dầm 9	962	108	8.54
V10	Giữa nhịp dầm 10	907	104	8.03

KẾT QUẢ ĐO ĐỘ VỒNG - NHỊP N2 (L=24,7M) THỂ TẢI 1

Điểm đo		Số đọc trung bình		Độ vồng (mm)
Kí hiệu	Vị trí	V	(Ii+Ij)/2	
V1	Giữa nhịp dầm 1	1133	146	9.87
V2	Giữa nhịp dầm 2	1133	143	9.90
V3	Giữa nhịp dầm 3	1099	131	9.68
V4	Giữa nhịp dầm 4	1064	127	9.37
V5	Giữa nhịp dầm 5	1010	117	8.93
V6	Giữa nhịp dầm 6	940	105	8.35
V7	Giữa nhịp dầm 7	901	103	7.98
V8	Giữa nhịp dầm 8	818	92	7.26
V9	Giữa nhịp dầm 9	728	86	6.42
V10	Giữa nhịp dầm 10	651	82	5.69

KẾT QUẢ ĐO ĐỘ VỒNG - NHỊP N2 (L=24,7M) THỂ TẢI 2

Điểm đo		Số đọc trung bình		Độ vồng (mm)
Kí hiệu	Vị trí	V	(Ii+Ij)/2	
V1	Giữa nhịp dầm 1	836	101	7.35
V2	Giữa nhịp dầm 2	898	111	7.87
V3	Giữa nhịp dầm 3	960	118	8.42
V4	Giữa nhịp dầm 4	1007	128	8.79
V5	Giữa nhịp dầm 5	1035	136	8.99
V6	Giữa nhịp dầm 6	1034	137	8.97
V7	Giữa nhịp dầm 7	991	125	8.66
V8	Giữa nhịp dầm 8	942	115	8.27
V9	Giữa nhịp dầm 9	907	108	7.99
V10	Giữa nhịp dầm 10	854	102	7.52

KẾT QUẢ ĐO ĐỘ VỒNG (MM) - NHỊP N1 (L=18,70M) – DO TÍNH TẢI

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Đ.V	8.5	8.21	8.05	7.92	7.89	8.95	8.06	8.11	8.15	8.34

KẾT QUẢ TÍNH ĐỘ VỒNG (MM) - NHỊP N2 (L=24,70M) – DO TÍNH TẢI

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Đ.V	9.2	8.64	8.45	8.29	8.23	8.21	8.56	8.72	8.75	8.90

2.2. THỬ TẢI TRỌNG ĐỘNG

Đo tần số dao động riêng và hệ số động lực học

- Thiết bị: - Dao động kế
- Điểm đo: 2 điểm đo
 - Giữa nhịp dầm số 1 nhịp N1
 - Giữa nhịp dầm số 1 nhịp N2
- Tải trọng: Xe tải, P = 25 tấn
- Tốc độ xe chạy: V = 20, 30, 40 km/h

KẾT QUẢ ĐO ĐỘNG

Nhịp	Kđ = (1+μ)	ω (Hz)
N1	1,20	4,0
N2	1,09	3,6

Nhịp N1: - Hệ số xung kích với tốc độ trung bình 40 km/h: $(1+\mu) = 1,20$
 - Tần số dao động riêng: $\omega = 4,0$ Hz

Nhịp N2 - Hệ số xung kích với tốc độ trung bình 40 km/h: $(1+\mu) = 1,09$
 - Tần số dao động riêng: $\omega = 3,9$ Hz

Đo chuyển vị trụ

Cho xe hãm tại các vị trí, trụ cần đo

- Thiết bị: - máy STA-830
- Điểm đo: 2 điểm đo

Trụ: Trụ T2

KẾT QUẢ ĐO CHUYỂN VỊ TRỤ

Điểm đo		Chuyển vị (mm)		
Kí hiệu	Vị trí	Thẳng đứng	Dọc cầu	Ngang cầu
IT2	Trụ T2	0.042	0.554	0.055

3. KIỂM TOÁN

- Tải trọng tính: 2 xe tải, $P = 25$ tấn.
- Tiết diện: Giữa nhịp
- Thế tải: *Thế tải 1*

3.1. XÁC ĐỊNH ẢNH HƯỞNG CỦA LIÊN KẾT NGANG ĐẾN SỰ PHÂN PHỐI TẢI TRỌNG GIỮA CÁC DẦM CHỦ.

KẾT QUẢ TÍNH HỆ SỐ PHÂN PHỐI NGANG - NHỊP N1 (L=18,6M)

Thế tải 1

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tính	0.188	0.195	0.201	0.207	0.209	0.208	0.205	0.198	0.190	0.180
Đo	0.185	0.197	0.206	0.201	0.215	0.205	0.198	0.195	0.187	0.169

KẾT QUẢ TÍNH HỆ SỐ PHÂN PHỐI NGANG - NHỊP N1 (L=18,6M)

Thế tải 2

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tính	0.185	0.193	0.201	0.207	0.211	0.211	0.207	0.201	0.193	0.185
Đo	0.180	0.187	0.208	0.211	0.214	0.205	0.201	0.209	0.203	0.192

KẾT QUẢ TÍNH HỆ SỐ PHÂN PHỐI NGANG - NHỊP N2 (L=24,7M)

Thế tải 1

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tính	0.235	0.233	0.230	0.224	0.216	0.204	0.189	0.173	0.156	0.139
Đo	0.231	0.229	0.233	0.227	0.201	0.205	0.196	0.185	0.152	0.134

KẾT QUẢ TÍNH HỆ SỐ PHÂN PHỐI NGANG - NHỊP N2 (L=24,7M)

Thế tải 2

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tính	0.184	0.193	0.202	0.208	0.212	0.212	0.208	0.202	0.193	0.184
Đo	0.182	0.195	0.204	0.205	0.208	0.214	0.211	0.205	0.192	0.183

Kết quả so sánh cho thấy dạng biểu đồ phân phối tải trọng theo phương ngang giữa các dầm chủ tương đối phù hợp với kết quả tính toán lý thuyết.

3.2. TÍNH ỨNG SUẤT DẦM CHỦ DO TẢI TRỌNG THỦ

KẾT QUẢ TÍNH ỨNG SUẤT DẦM CHỦ NHỊP N1 (L=18,6M)

Điểm đo		Ứng suất (kg/cm ²)	
Kí hiệu	Vị trí	Thế tải 1	Thế tải 2
D1	Thớ dưới dầm 1	35.636	35.115
T1	Thớ đáy bản dầm 1	-6.170	-6.080
D2	Thớ dưới dầm 2	37.083	36.725
T2	Thớ đáy bản dầm 2	-6.420	-6.358
D3	Thớ dưới dầm 3	38.246	38.184
T3	Thớ đáy bản dầm 3	-6.621	-6.611
D4	Thớ dưới dầm 4	39.325	39.370
T4	Thớ đáy bản dầm 4	-6.808	-6.816
D5	Thớ dưới dầm 5	39.654	40.023
T5	Thớ đáy bản dầm 5	-6.865	-6.929
D6	Thớ dưới dầm 6	39.504	40.023
T6	Thớ đáy bản dầm 6	-6.839	-6.929
D7	Thớ dưới dầm 7	38.824	39.370
T7	Thớ đáy bản dầm 7	-6.722	-6.816
D8	Thớ dưới dầm 8	37.514	38.184
T8	Thớ đáy bản dầm 8	-6.495	-6.611
D9	Thớ dưới dầm 9	36.110	36.725
T9	Thớ đáy bản dầm 9	-6.252	-6.358
D10	Thớ dưới dầm 10	34.523	35.115
T10	Thớ đáy bản dầm 10	-5.977	-6.080

KẾT QUẢ TÍNH ỨNG SUẤT DẦM CHỦ NHỊP N1 (L=24.75M)

Điểm đo		Ứng suất (kg/cm ²)	
Kí hiệu	Vị trí	Thế tải 1	Thế tải 2
D1	Thớ dưới dầm 1	40.138	36.575
T1	Thớ đáy bản dầm 1	-10.164	-9.100
D2	Thớ dưới dầm 2	39.808	35.875
T2	Thớ đáy bản dầm 2	-10.081	-8.925
D3	Thớ dưới dầm 3	39.230	35.350
T3	Thớ đáy bản dầm 3	-9.934	-8.750
D4	Thớ dưới dầm 4	38.295	34.650
T4	Thớ đáy bản dầm 4	-9.697	-8.750
D5	Thớ dưới dầm 5	36.788	33.425
T5	Thớ đáy bản dầm 5	-9.316	-8.225
D6	Thớ dưới dầm 6	34.855	31.325
T6	Thớ đáy bản dầm 6	-8.826	-7.875
D7	Thớ dưới dầm 7	32.314	29.400
T7	Thớ đáy bản dầm 7	-8.183	-7.525
D8	Thớ dưới dầm 8	29.587	26.425
T8	Thớ đáy bản dầm 8	-7.492	-6.650
D9	Thớ dưới dầm 9	26.983	23.975
T9	Thớ đáy bản dầm 9	-6.833	-5.950
D10	Thớ dưới dầm 10	23.678	21.000
T10	Thớ đáy bản dầm 10	-5.996	-5.075

3.3. TÍNH ĐỘ VỒNG CÁC DẦM DO TẢI TRỌNG THỨ

KẾT QUẢ TÍNH ĐỘ VỒNG (MM) - NHỊP N1 (L=18,6M) THẾ TẢI 1

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Đ.V	9.18	9.64	10.06	10.39	10.55	10.50	10.25	9.85	9.38	8.89

KẾT QUẢ TÍNH ĐỘ VỒNG (MM) - NHỊP N1 (L=18,6M) THỂ TẢI 2

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Đ.V	9.03	9.51	9.96	10.32	10.52	10.52	10.32	9.96	9.51	9.03

KẾT QUẢ TÍNH ĐỘ VỒNG (MM) - NHỊP N2 (L=24,7M) - THỂ TẢI 1

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Đ.V	10.79	10.76	10.67	10.45	10.06	9.50	8.78	7.97	7.11	6.27

KẾT QUẢ TÍNH ĐỘ VỒNG (MM) - NHỊP N2 (L=24,7M) - THỂ TẢI 2

Dầm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Đ.V	8.39	8.87	9.33	9.68	9.88	9.88	9.68	9.33	8.87	8.39

3.5. SO SÁNH KẾT QUẢ TÍNH LÝ THUYẾT VÀ KẾT QUẢ ĐO

BẢNG SO SÁNH KẾT QUẢ KIỂM TÍNH VÀ SỐ LIỆU ĐO ỨNG SUẤT THỂ TẢI 1

Điểm đo	NHỊP N1 (L=18,6M)		
	Tính (kg/cm ²)	Đo (kg/cm ²)	Đo/Tính (%)
D 1	35.636	31.850	10.624
T 1	-6.170	-5.425	12.069
D 2	37.083	33.600	9.391
T 2	-6.420	-5.775	10.048
D 3	38.246	34.650	9.402
T 3	-6.621	-5.775	12.784
D 4	39.325	35.700	9.219
T 4	-6.808	-6.300	7.467
D 5	39.654	35.875	9.529
T 5	-6.865	-6.300	8.233
D 6	39.504	34.650	12.288
T 6	-6.839	-6.125	10.444
D 7	38.824	34.300	11.654
T 7	-6.722	-6.125	8.876
D 8	37.514	32.900	12.299
T 8	-6.495	-5.775	11.082
D 9	36.110	32.550	9.858
T 9	-6.252	-5.425	13.223
D 10	34.523	31.675	8.250
T 10	-5.977	-5.425	9.235

BẢNG SO SÁNH KẾT QUẢ KIỂM TOÁN VÀ SỐ LIỆU ĐO ỨNG SUẤT THỂ TẢI 2

Điểm đo	NHỊP N1 (L=18,6M)		
	Tính (kg/cm ²)	Đo (kg/cm ²)	Đo/Tính (%)
D 1	35.115	32.200	8.302
T 1	-6.080	-5.600	7.887
D 2	36.725	33.425	8.986
T 2	-6.358	-5.775	9.173
D 3	38.184	34.475	9.712
T 3	-6.611	-5.775	12.642
D 4	39.370	35.350	10.211
T 4	-6.816	-6.125	10.139
D 5	40.023	35.525	11.238
T 5	-6.929	-6.475	6.553
D 6	40.023	35.175	12.112
T 6	-6.929	-6.300	9.079
D 7	39.370	34.125	13.323
T 7	-6.816	-6.300	7.572
D 8	38.184	33.075	13.379
T 8	-6.611	-5.600	15.289
D 9	36.725	32.900	10.416
T 9	-6.358	-5.600	11.925
D 10	35.115	31.850	9.299
T 10	-6.080	-5.425	10.766

BẢNG SO SÁNH KẾT QUẢ KIỂM TỐÁN VÀ SỐ LIỆU ĐO ỨNG SUẤT THỂ TẢI 1

Điểm đo	NHỊP N3 (L=24.75M)		
	Tính (kg/cm ²)	Đo (kg/cm ²)	Đo/Tính (%)
D 1	40.138	36.575	8.877
T 1	-10.164	-9.100	10.471
D 2	39.808	35.875	9.880
T 2	-10.081	-8.925	11.464
D 3	39.230	35.350	9.891
T 3	-9.934	-8.750	11.922
D 4	38.295	34.650	9.518
T 4	-9.697	-8.750	9.770
D 5	36.788	33.425	9.142
T 5	-9.316	-8.225	11.710
D 6	34.855	31.325	10.128
T 6	-8.826	-7.875	10.779
D 7	32.314	29.400	9.019
T 7	-8.183	-7.525	8.041
D 8	29.587	26.425	10.687
T 8	-7.492	-6.650	11.243
D 9	26.983	23.975	11.149

T9	-6.833	-5.950	12.923
D10	23.678	21.000	11.312
T10	-5.996	-5.075	15.362

BẢNG SO SÁNH KẾT QUẢ KIỂM TOÁN VÀ SỐ LIỆU ĐO ỨNG SUẤT THỂ TẢI 2

Điểm đo	NHỊP N2 (L=24.75M)		
	Tính (kg/cm2)	Đo (kg/cm2)	Đo/Tính (%)
D 1	31.456	28.350	9.873
T 1	-7.966	-7.175	9.925
D 2	33.013	29.225	11.474
T 2	-8.360	-7.350	12.080
D 3	34.472	30.100	12.682
T 3	-8.729	-7.875	9.787
D 4	35.494	31.150	12.240
T 4	-8.988	-7.875	12.386
D 5	36.174	32.725	9.534
T 5	-9.160	-8.050	12.122
D 6	36.174	32.550	10.018
T 6	-9.160	-8.050	12.122
D 7	35.494	30.975	12.733
T 7	-8.988	-8.225	8.492
D 8	34.472	29.925	13.190
T8	-8.729	-7.525	13.796
D9	33.013	30.100	8.823
T9	-8.360	-7.350	12.080
D10	31.456	28.350	9.873
T10	-7.966	-6.825	14.319

BẢNG SO SÁNH KẾT QUẢ KIỂM TOÁN VÀ SỐ LIỆU ĐO ĐỘ VỒNG NHỊP N1 (L=18,6M)

Điểm đo	THỂ TẢI 1			THỂ TẢI 2		
	Tính (mm)	Đo (mm)	Đo/Tính (%)	Tính (mm)	Đo (mm)	Đo/Tính (%)
V1	9.18	8.04	12.42	9.03	8.11	10.23
V2	9.64	8.60	10.74	9.51	8.45	11.12
V3	10.06	8.92	11.32	9.96	8.89	10.78
V4	10.39	9.35	9.98	10.32	9.26	10.24
V5	10.55	9.60	8.97	10.52	9.48	9.87
V6	10.50	9.38	10.64	10.52	9.40	10.64
V7	10.25	9.03	11.87	10.32	9.33	9.57

V8	9.85	8.82	10.45	9.96	9.00	9.68
V9	9.38	8.38	10.68	9.51	8.54	10.15
V10	8.89	7.91	11.02	9.03	8.03	11.02

BẢNG SO SÁNH KẾT QUẢ KIỂM TOÁN VÀ SỐ LIỆU ĐO ĐỘ VỒNG NHỊP N2 (L=24,7M)

Điểm đo	THỂ TẢI 1			THỂ TẢI 2		
	Tính (mm)	Đo (mm)	Đo/Tính (%)	Tính (mm)	Đo (mm)	Đo/Tính (%)
V1	10.79	9.87	8.51	8.39	7.35	12.36
V2	10.76	9.90	7.98	8.87	7.87	11.24
V3	10.67	9.68	9.26	9.33	8.42	9.78
V4	10.45	9.37	10.34	9.68	8.79	9.15
V5	10.06	8.93	11.21	9.88	8.99	8.97
V6	9.50	8.35	12.06	9.88	8.97	9.25
V7	8.78	7.98	9.15	9.68	8.66	10.56
V8	7.97	7.26	8.97	9.33	8.27	11.34
V9	7.11	6.42	9.65	8.87	7.99	9.89
V10	6.27	5.69	9.29	8.39	7.52	10.36

Phân tích các kết quả so sánh trên đây cho thấy:

- Liên kết ngang giữa các dầm chủ có được cải thiện, tuy nhiên không còn khả năng truyền lực đúng với thiết kế ban đầu.

- Dầm bị nứt dọc nên không còn làm việc như thiết kế ban đầu, vết nứt dọc đã có biểu hiện làm tăng độ võng và ứng suất trong dầm.

3.5. tÝnh kh¶ nng chÞu lùc ca kt cu nhÞp

Nhịp N1 (18.6m)

3.5.1. Tnh ti

- Trọng lượng dầm chủ: $g_1 = 0,670 \text{ T/m}$
- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu: $g_2 = 0.192 \text{ T/m}$
- Trọng lượng lan can, bộ hành : $g_3 = 0.232 \text{ T/m}$
- Trọng lượng đoàn người : $g_4 = 300 \text{ kg/m}^2$

3.5.2. Hoạt tải

Giả thiết cho 2 làn xe (3 trục bánh) có kích thước tiêu chuẩn qua cầu

- Tải trọng 1 xe ô tô: $P = 2,5 P1$
- Trọng lượng trục trước: $0,5P1$
- Trọng lượng hai trục sau: $2P1$

Ứng suất do lực căng trước (kg/cm ²)	Ứng suất do tĩnh tải I (kg/cm ²)	Ứng suất do tĩnh tải II (kg/cm ²)	Ứng suất do người đi (kg/cm ²)	Ứng suất cho phép với hoạt tải ô tô (kg/cm ²)
140.14	74.637	47.215	10.529	53.18

- Mô men tiêu chuẩn cho phép với hoạt tải ô tô: $M = 27.39tm$
- Tải trọng ô tô cho phép : $P = 22tấn$

Tải trọng cho phép: $P=22T$

Nhịp N2 (24.75m)

3.5.1. Tĩnh tải

- Trọng lượng dầm chủ: $g_1 = 0,825 T/m$
- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu: $g_2 = 0.192 T/m$
- Trọng lượng lan can, bộ hành : $g_3 = 0.252 T/m$
- Trọng lượng đoàn người : $g_4 = 300 kg/m^2$

3.5.2. Hoạt tải

Giả thiết cho 2 làn xe (3 trục bánh) có kích thước tiêu chuẩn qua cầu

- Tải trọng 1 xe ô tô: $P = 2,5 P1$
- Trọng lượng trục trước: $0,5P1$
- Trọng lượng hai trục sau: $2P1$

Ứng suất do lực căng trước (kg/cm ²)	Ứng suất do tĩnh tải I (kg/cm ²)	Ứng suất do tĩnh tải II (kg/cm ²)	Ứng suất do người đi (kg/cm ²)	Ứng suất cho phép với hoạt tải ô tô (kg/cm ²)
172.64	59.382	34.704	7.507	33.02

- Mô men tiêu chuẩn cho phép với hoạt tải ô tô: $M = 26.18tm$

- Tải trọng ô tô cho phép : $P = 23.218\text{ tấn}$

Tải trọng cho phép: $P=23T$

TT	Ký hiệu	Công thức xác định			Lực (T)	Cánh tay đòn (m)	Mô men (T.m)
I. TÍNH TẢI BẢN THÂN MỐ - CÁNH TAY ĐÒN LẤY VỚI TRỌNG TÂM BỆ MÓNG							
Tiết diện I-I (qua đáy bệ cọc)							
	G1	(1.5*(2+10))*2.5			45	0.00	0.00
	G2	2*2*1.2*.03*2.5			0.36	-1.80	-0.65
	Tổng cộng theo tiết diện I-I				45.36		-0.65
		n=	1.1	49.90			-0.72
		n=	0.9	40.82			-0.59
	Vị trí hợp lực đối với trọng tâm bệ móng					-0.0143	
V	TÍNH TẢI NHỊP						
	Tính tải I ,II				109.98	0.10	11.00
		Cộng			109.98		11.00
		n >1			109.98		11.00
VI	PHẢN LỰC GỐI DO HOẠT TẢI H30 GÂY RA (TÍNH THEO PHƯƠNG DỌC CẦU)						
		Tải trọng ô tô:			2.21P		
		Hệ số phân phối ngang			2.00		
		Hệ số làn xe			1.00		
		Hệ số xung kích (1+μ)			1.20		
		Phản lực do 2 đoàn H30 (T)			5.30P	0.10	0.53P
VII	PHẢN LỰC GỐI DO HOẠT TẢI NGƯỜI GÂY RA (TÍNH THEO PHƯƠNG DỌC CẦU)						
		Tải trọng người trên 1m2 lề đường			0.30		
		Hệ số phân phối ngang của người			2.00		
		Diện tích Đah			9.30		
		Phản lực do người (T)			5.58	0.10	0.56
	Cộng phản lực do H30 và người (T)				5.30P+	5.58	0.53P+ 0.56
		n=	1.4	7.42P+	7.81		0.74P+ 0.78
		n=	1.1	5.94P+	8.75		0.59P+ 0.63
IX	LỰC HÃM						

		Lực hãm =0.3P	1	0.30P		
		n=	1.1	0.34P		
		Đối với tiết diện đáy bộ cọc	1.1	0.34P		

ÁP LỰC ĐẨY NGANG KHI CÓ HOẠT TẢI TRÊN LĂNG THỂ TRƯỢT

1. H30 đặt trên lăng thể phá hoại

$$\begin{aligned} \varphi &= 35^0 & & = & & 0.61 \\ \gamma_{tc} & & & & & 1.80 \\ (T/m^3) & & & & & \\ n_h & & & & & 1.40 \\ n_d & & & & & 1.20 \\ H & & & & & 1.50 \\ (45^0 - \varphi/2) & & & & & 0.48 \\ \text{đổi ra} & & & & & \\ \text{radian} & & & & & \\ \text{tg}(45^0 - \varphi/2) & & & & & 0.52 \\ & & & & & \end{aligned}$$

$$\text{Chiều dài lăng thể trượt } l_o = H \text{tg}(45^0 - \varphi/2) \quad 0.78$$

$$\text{Khoảng cách giữa mép ngoài của hai bánh xe } S = 5.50$$

$$\text{Chiều rộng của diện phân bố tải trọng giả thiết } \Delta H = 10\text{cm}, b = 0.40$$

Ta thấy: $2b + d = 2 \times 0.4 + 1.6 = 2 > l_o$
ta có:

$$\text{Chiều cao quy đổi} \quad 0.09P$$

$$h_0 = n_h \cdot \sum P / (n_d \cdot \gamma_{tc} \cdot S) = n_h \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0.4P / (n_d \cdot 1.8 \cdot 5.5 \cdot 2)$$

$$\text{tg} \omega = 0.52$$

$$\omega = 0.48$$

$$\text{Hệ số áp lực } \mu = \text{tg}^2(\omega) = 0.27$$

$$\text{Cường độ áp lực do đất nền đường đắp: } p_i = n_d \times \gamma_{tc} \times \mu \times h_i \quad E_h = n_d \times \gamma_{tc} \times h_0 \times \mu \times S$$

Ei	ho	hi	pi	Lực ngang	Tay đòn	M
E1		1.5	0.73	3.01	0.50	1.51
Eh1	0.09P		0.04P	0.33P	0.75	0.25P

1. H30 đặt trên lăng thể phá hoại

$$\varphi = 35^0 = 0.61$$

$$\gamma_{tc} \text{ (T/m}^3\text{)} = 1.80$$

$$n_h = 1.12$$

$$n_d = 1.20$$

$$H = 1.50$$

$$(450 - \varphi/2) \text{ đổi ra radian} = 0.48$$

$$\text{tg}(450 - \varphi/2) = 0.52$$

$$\text{Chiều dài lăng thể trượt } l_o = H \text{tg}(45^0 - \varphi/2) = 0.78$$

$$\text{Khoảng cách giữa mép ngoài của hai bánh xe } S = 5.50$$

$$\text{Chiều rộng của diện phân bố tải trọng giả thiết } \Delta H = 10\text{cm, } b = 0.40$$

$$\text{Ta thấy: } 2b + d = 2 \times 0.4 + 1.6 = 2 > l_o \text{ ta có:}$$

$$\text{Chiều cao quy đổi} = 0.08P$$

$$h_0 = n_h \times \sum P / (n_d \gamma S b') = n_h \times 2 \times 2 \times 0.4P / (n_d \times 1.8 \times 5.5 \times 2)$$

$$\text{tg} \omega = 0.52$$

$$\omega = 0.48$$

$$\text{Hệ số áp lực } \mu = \text{tg}^2(\omega) = 0.27$$

$$\text{Cường độ áp lực do đất nền đường đắp: } p_i = n_d \times \gamma_{tc} \times \mu \times h_i \quad E_h = n_d \times \gamma_{tc} \times h_0 \times \mu \times S$$

Ei	ho	hi	pi	Lực ngang	Tay đòn	M
E1		1.5	0.73	3.01	0.50	1.51
Eh1	0.08P		0.04P	0.33P	0.75	0.25P

TỔ HỢP TẢI TRỌNG

Tổ hợp	Ký hiệu	Công thức xác định	n	Lực Ngang	Lực Đứng	Tay đòn	Mô men
1		Tại trọng tải vị trí ngàm					
		Tĩnh tải bản thân (G1-G4)	1.1			49.90	-0.01
		Tĩnh tải do kết cấu nhịp	>1			109.98	0.75
		Áp lực ngang của đất	1.2	3.01		3.55	10.69
		H30 trên lăng thể phá hoại; $\varphi = 35^0$; $n_h = 1.4$; $n_t = 1.2$	1.2	0.33P		0.76	0.25P
		2H30 và người trên nhịp	1.4		7.42P		0.74P+

		Tổng cộng:		0.33P+	3.01	7.42P+	159.88		0.74P+	21.75
2		Tại trọng tâm vị trí ngàm cọc								
		Tĩnh tải bản thân (G1-G4)	1.1				49.90	-0.01		-0.72
		Tĩnh tải do kết cấu nhịp	>1				109.98	0.00		11.00
		Áp lực ngang của đất	1.2		3.01			3.55		10.69
		H30 trên lăng thể phá hoại; $\varphi=35^0$;nh=1.12;nt=1.2	1.12	0.33P				0.76	1.99P	
		2H30 và người trên nhịp	1.12			5.94P	8.75	0.75	0.59P+	0.63
		Lực hãm		0.34P				5.40	1.84P	
		Tổng cộng:		0.67P+	3.01	5.94P+	168.63		2.43P+	21.60

Chiều sâu ngàm: 2.7
 Khả năng chịu lực của một cọc [N]= 40.00 T
 Số lượng cọc 14
 Trọng lượng cọc 35*35 ở độ sâu ngàm 11.58 T
 Khoảng cách giữa hai hàng cọc 1.00

Tổ hợp 1
 Lực tác dụng lớn nhất lên 1 do lực đứng 0.53P+12.25
 Lực tác dụng lớn nhất lên 1 do mô men: 0.11P+3.11
 0.64P+15.36
 $N_{max} < [N] \rightarrow P = 38.50 \text{ T}$
 Vậy với tổ hợp 1 Mố 1 đủ khả năng chịu lực lớn hơn kết cấu nhịp

Tổ hợp 2
 Lực tác dụng lớn nhất lên 1 cọc do lực đứng: 0.42P+12.045
 Lực tác dụng lớn nhất lên 1 cọc do Mô men: 0.35P+3.086
 0.77P+15.131
 $N_{max} < [N] \rightarrow P = 32.30 \text{ T}$
 Vậy với tổ hợp 2 Mố 1 có thể chịu được đoàn xe theo sơ đồ H30 là 31Tấn

Vậy mố có khả năng chịu tải lớn hơn kết cấu nhịp

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Liên kết ngang giữa các dầm chưa thật đảm bảo tốt. Sơ đồ làm việc của kết cấu nhịp hiện tại không đúng với thiết kế ban đầu. Các liên kết ngang yếu, đặc biệt là đối với nhịp 18.6m .

Các trụ có thể coi như đang trong tình trạng bình thường, không ảnh hưởng đáng kể đến khả năng chịu lực và tuổi thọ của cầu,

Tải trọng cho phép: **Xe ô tô 22 tấn.**

Kiến nghị

- Cần có kế hoạch sửa chữa, gia cố hệ thống liên kết ngang.
- Sửa chữa, gia cố khe co giãn, phần tiếp giáp giữa cầu và đường, để khắc phục tình trạng hư hỏng và ngăn chặn tai nạn đáng tiếc có thể xảy ra.
- Trong thời gian chưa thực hiện được việc sửa chữa, phải thường xuyên theo dõi khả năng đứt rời hẳn các mối nối ngang, hiện tượng nứt dọc tại cổ dầm, để có biện pháp xử lý kịp thời.

Không chế tải trọng xe qua cầu không vượt quá 22 tấn.

TT	Ký hiệu	Công thức xác định	Lực (T)	Cánh tay đòn (m)	Mô men (T.m)
TÍNH TẢI BẢN THÂN MỐ - CÁNH TAY					
I ĐÒN LẤY VỚI TRỌNG TÂM BỆ MÓNG					
		Tiết diện I-I (qua đáy bệ cọc)			
G1		$(1.5*(2+10))*2.5$	45	0.00	0.00
G2		$2*2*1.2*.03*2.5$	0.36	-1.80	-0.65
		Tổng cộng theo tiết diện I-I	45.36		-0.65
		1. n= 1	49.90		-0.72
		0. n= 9	40.82		-0.59
		Vị trí hợp lực đối với trọng tâm bệ móng		-0.0143	
V TÍNH TẢI NHỊP					
		Tính tải I ,II	122.60	0.10	12.26
		Cộng	122.60		12.26
		n >1	122.60		12.26

PHẢN LỰC GỐI DO HOẠT TẢI H30
GÂY RA (TÍNH THEO PHÒNG DỌC
VI CẦU)

Tải trọng ô tô:	2.21P		
Hệ số phân phối ngang	2.00		
Hệ số làn xe	1.00		
Hệ số xung kích (1+μ)	1.20		
Phản lực do 2 đoàn H30 (T)	5.30P	0.10	0.53P

PHẢN LỰC GỐI DO HOẠT TẢI NGỒI
GÂY RA (TÍNH THEO PHÒNG DỌC
VII CẦU)

Tải trọng ngồi trên 1m2 lề đồng	0.30		
Hệ số phân phối ngang của ngồi	2.00		
Diện tích Đah	9.30		
Phản lực do ngồi (T)	5.58	0.10	0.56
Cộng phản lực do H30 và ngồi (T)	5.30P+ 5.58		0.53P+ 0.56
1.			
n= 4	7.42P+ 7.81		0.74P+ 0.78
1.			
n= 1	5.94P+ 8.75		0.59P+ 0.63

IX LỰC HẸM

Lực hãm =0.3P	1	0.30P
1.		
n= 1	0.34P	
1.		
Đối với tiết diện đáy bộ cọc	1	0.34P

ÁP LỰC ĐẨY NGANG KHI CÓ HOẠT TẢI TRÊN LĂNG THỂ TRƯỢT

1. H30 đặt trên lăng thể phá hoại

$\varphi = 35^0$	=	0.61
$\gamma_{tc} (T/m^3) =$		1.80
$n_h =$		1.40
$n_d =$		1.20
$H =$		1.50
$(45^0 - \varphi/2)$ đổi ra radian		0.48
$tg(45^0 - \varphi/2) =$		0.52

Chiều dài lăng thể trượt $l_0 = H \cdot tg(45^0 - \varphi/2)$		0.78
---	--	------

Khoảng cách giữa mép ngoài của hai bánh xe $S=$ 5.50

Chiều rộng của diện phân bố tải trọng giả thiết $\Delta H=10\text{cm}$, $b=$ 0.40

Ta thấy: $2b+d=2b+1.6-b=0.4+1.6=2 > l_0$ ta có:

Chiều cao quy đổi $h_0=n_h*\sum P/(n_d\gamma S_b')=n_h*2*2*0.4P/(n_d*1.8*5.5*2)$ 0.09P

$\text{tg}\omega =$ 0.52

$\omega =$ 0.48

Hệ số áp lực $\mu=\text{tg}^2(\omega) =$ 0.27

Công độ áp lực do đất nền đồng đắp: $p_i=n_d \times$

$\gamma_{tc} \times \mu \times h_i$ $Eh=n_d \times \gamma \times h_0 \times h \times \mu \times S$

Ei	ho	hi	pi	Lực ngang	Tay đòn	M
E1		1.5	0.73	3.01	0.50	1.51
Eh1	0.09P		0.04P	0.33P	0.75	0.25P

1. H30 đặt trên lăng thể phá hoại

$\varphi=35^0$ = 0.61

$\gamma_{tc} (T/m^3)=$ 1.80

$n_h=$ 1.12

$n_d=$ 1.20

$H=$ 1.50

$(450-\varphi/2)$ đổi ra radian 0.48

$\text{tg}(450-\varphi/2)=$ 0.52

Chiều dài lăng thể trượt $l_0=H\text{tg}(45^0-\varphi/2)$ 0.78

Khoảng cách giữa mép ngoài của hai bánh xe $S=$ 5.50

Chiều rộng của diện phân bố tải trọng giả thiết $\Delta H=10\text{cm}$, $b=$ 0.40

Ta thấy: $2b+d=2b+1.6-b=0.4+1.6=2 > l_0$ ta có:

Chiều cao quy đổi $h_0=n_h*\sum P/(n_d\gamma S_b')=n_h*2*2*0.4P/(n_d*1.8*5.5*2)$ 0.08P

$\text{tg}\omega =$ 0.52

$\omega =$ 0.48

Hệ số áp lực $\mu=\text{tg}^2(\omega) =$ 0.27

Công độ áp lực do đất nền đồng đắp: $p_i=n_d \times \gamma_{tc} \times \mu \times h_i$

$Eh=n_d \times \gamma \times h_0 \times h \times \mu \times S$

Ei	ho	hi	pi	Lực ngang	Tay đòn	M
E1		1.5	0.73	3.01	0.50	1.51

Eh1 0.08P 0.04P 0.33P 0.75 0.25P

Tổ hợp	Ký hiệu	Công thức xác định	n	Lực Ngang	Lực Đứng	Tay đòn	Mô men
1	Tại trọng tâm vị trí ngầm						
		Tính tải bản thân (G1-G4)	1.1		49.90	-0.01	-0.72
		Tính tải do kết cấu nhịp	>1		122.60	0.75	12.26
		Áp lực ngang của đất	1.2	3.01		3.55	10.69
		H30 trên lăng thể phá hoại; $\phi=35^0$;nh=1.4;nt=1.2	1.2	0.33P		0.76	0.25P
		2H30 và ngòi trên nhịp	1.4		7.42P		0.74P+ 0.784
		Tổng cộng:		0.33P+ 3.01	7.42P+ 172.50		0.74P+ 23.01
2	Tại trọng tâm vị trí ngầm cọc						
		Tính tải bản thân (G1-G4)	1.1		49.90	-0.01	-0.72
		Tính tải do kết cấu nhịp	>1		122.60	0.00	12.26
		Áp lực ngang của đất	1.2	3.01		3.55	10.69
		H30 trên lăng thể phá hoại; $\phi=35^0$;nh=1.12;nt=1.2	1.12	0.33P		0.76	1.99P
		2H30 và ngòi trên nhịp	1.12		5.94P	8.75	0.59P+ 0.63
		Lực hãm		0.34P		5.40	1.84P
		Tổng cộng:		0.67P+ 3.01	5.94P+ 181.25		2.43P+ 22.86

Chiều sâu ngầm: 2.2

Khả năng chịu lực của một cọc [N]=.....70.00T

Số lượng cọc..... 5

Trọng lượng cọc 35*35 ở độ sâu ngầm.....3.37T

Tổ hợp 1

Lực tác dụng lớn nhất lên 1 do lực đứng1.48P+35.17

$N_{max} < [N] \rightarrow$ P= 23.53T

Vậy với tổ hợp 1 Mố 1 đủ khả năng chịu lực lớn hơn kết cấu nhịp

Tổ hợp 2

Lực tác dụng lớn nhất lên 1 cọc do lực đứng:.....1.19P+36.25

$N_{max} < [N] \rightarrow$ P= 28.36T

Vậy với tổ hợp 2 Mố 1 có thể chịu được đoàn xe theo sơ đồ H30 là 28,36 Tấn

Vậy mố có khả năng chịu tải lớn hơn kết cấu nhịp

Load Test and Rating Report Steel Truss Bridge, Bonham 1.603 Butler County, Ohio



SUBMITTED TO:

Butler County Engineer's Office
1921 Fairgrove Avenue (S.R. 4)
Hamilton, Ohio 45011

BY:

BRIDGE DIAGNOSTICS, Inc.
5398 Manhattan Circle, Suite 100
Boulder, Colorado 80303-4239
(303) 494-3230

March, 1999

Table of Contents

Introduction	1
Description of Structure	1
Instrumentation Procedures	1
Load Test Procedures	2
Preliminary Investigation of Test Results	3
Modeling, Analysis, and Data Correlation	7
Load Rating Procedures and Results	10
Conclusions and Recommendations	13
Measured and Computed Strain Comparisons	14
Appendix A - Field Testing Procedures	26
Attaching Strain Transducers	27
Assembly of System	28
Performing Load Test	28
Appendix B - Modeling and Analysis: The Integrated Approach	31
Introduction	31
Initial Data Evaluation	31
Finite Element Modeling and Analysis	32
Model Correlation and Parameter Modifications	33
Appendix C - Load Rating Procedures	36
Appendix D - References	39

List of Figures

Figure 1 Bonham 1.603 Instrumentation Plan.....	2
Figure 2 Load Configuration of Test Truck.....	3
Figure 3 Stringer 4 @ West Bay - Abutment beam-end not in contact.....	5
Figure 4 Reproducibility of test procedure and data acquisition.	5
Figure 5 Asymmetric Stresses on North and South Truss.....	6
Figure 6 Strain Histories from Slow and Fast Truck Crossings.	7
Figure 7 Computer generated display of bridge model.....	9
Figure 8 Measured and Computed Stresses - North Truss L0-L2.....	14
Figure 9 Measured and Computed Stresses - North Truss L2-L4.....	15
Figure 10 Measured and Computed Stresses - North Truss L4-L4'.....	15
Figure 11 Measured and Computed Stresses - North Truss L0-U1.	16
Figure 12 Measured and Computed Stresses - North Truss U1-U3.....	16
Figure 13 Measured and Computed Stresses - North Truss U3-U5.....	17
Figure 14 Measured and Computed Stresses - North Truss U1-L2.	17
Figure 15 Measured and Computed Stresses - North Truss L2-U3.	18
Figure 16 Measured and Computed Stresses - South Truss L0-L2.	18
Figure 17 Measured and Computed Stresses - South Truss L0-U1.....	19
Figure 18 Measured and Computed Stresses - South Truss U1-U3.....	19
Figure 19 Measured and Computed Stresses - South Truss U1-L2.....	20
Figure 20 Measured and Computed Stresses - Stringer 2 Midspan Bay 1.	20
Figure 21 Measured and Computed Stresses - Stringer 3 Midspan Bay 1.	21
Figure 22 Measured and Computed Stresses - Stringer 4 Midspan Bay 1.	21
Figure 23 Measured and Computed Stresses - Stringer 5 Midspan Bay 1.	22
Figure 24 Measured and Computed Stresses - Stringer 6 Midspan Bay 1.	22
Figure 25 Measured and Computed Stresses - Stringer 7 Midspan Bay 1.	23
Figure 26 Measured and Computed Stresses - Stringer 8 Midspan Bay 1.	23
Figure 27 Measured and Computed Stresses - Stringer 9 Midspan Bay 1.	24
Figure 28 Measured and Computed Stresses - Stringer 7 Midspan Bay 2.	24
Figure 29 Measured and Computed Stresses - Floor Beam at Midspan.....	25
Figure 30 Measured and Computed Stresses - Floor Beam at Quarter Span.....	25
Figure 31 Typical Deck Layout for Load Position Monitoring	29
Figure 32 Illustration of Neutral Axis and Curvature Calculations	32
Figure 33 AASHTO rating and posting load configurations.....	38

List of Tables

Table 1 Maximum measured stresses on truss, stringers and floor beam.	7
Table 2 Initial and Final Values of Variable Parameters.....	9
Table 3 Accuracy of initial and refined models.....	9
Table 4 Inventory and Operating Component Capacities.....	11
Table 5 Inventory and Operating Load Rating Factors for H-20 (20 tons).....	12
Table 6 Inventory and Operating Load Rating Factors for HS-20 (36 tons)	12
Table 7 Measured Lateral Distribution Factor for Stringers.....	13
Table 8. Error Functions.....	34

Introduction

The Bonham 1.603 steel truss bridge was selected for load testing by the Butler County Engineers Office (BCEO) because it was representative of several structures currently posted with restricted load limits. The structure was built in the 1950's and was based on a standard pony truss design with an H-15 load requirement.

Description of Structure

Structure Identification	Bonham Road 1.603
Location	Bonham Rd. Butler County, Ohio
Structure Type	5 panel steel pony truss
Span Length(s)	69'-0"
Skew	Perpendicular
Roadway/Structure Widths	24'-0" / 25'-6"
Truss Connections	Welded connections with gusset plates.
Stringer Spacing	9 stringers @ 2'-8"
Deck type	10 Ga. corrugated steel deck filled with asphalt.
Stringers	W12x31 typical
Exterior Beams	Pony truss: 8'-0" deep
Abutments	Concrete abutment with steel plates providing truss bearings. No pin or roller mechanisms.
Structural Steel	$F_y = 33$ ksi, $E = 29000$ ksi ASTM A-7 Typical.
Comments	Truss in good to excellent condition. Significant rust and corrosion on floor deck, stringers, and floor beams.

Instrumentation Procedures

The primary goal of the instrumentation plan was to measure the live-load response behavior of the main truss members and to determine the load distribution characteristics of the floor system. The superstructure of the bridge was instrumented with 32 re-usable strain transducers as shown in Figure 1. Based on previous tests on similar trusses, it was known that the truss connections would resist moment and must be analyzed as semi-rigid frames as opposed to being pinned (free rotation). In general, truss member gages were located as near to the cross-sectional centroid to determine the axial force experienced by each member and minimize the effects of bending. Floor beam and stringer gages were typically attached to the bottom flange to measure the strain at the extreme tension fiber. Additional gages were attached to the top flange at several stringer cross-sections to verify that the beams were non-composite with the deck and to detect any unusual responses.

Based on the construction details of the superstructure and prior experience with similar structures, it was desired to obtain the following stiffness parameters:

- Determine the axial resistance of truss support conditions.
- Floor system contribution to the bottom chord stiffness.
- Transverse load distribution provided by the corrugated steel deck.

Evaluation of these parameters was necessary to accurately assess the load effect on each component due to an applied load condition.

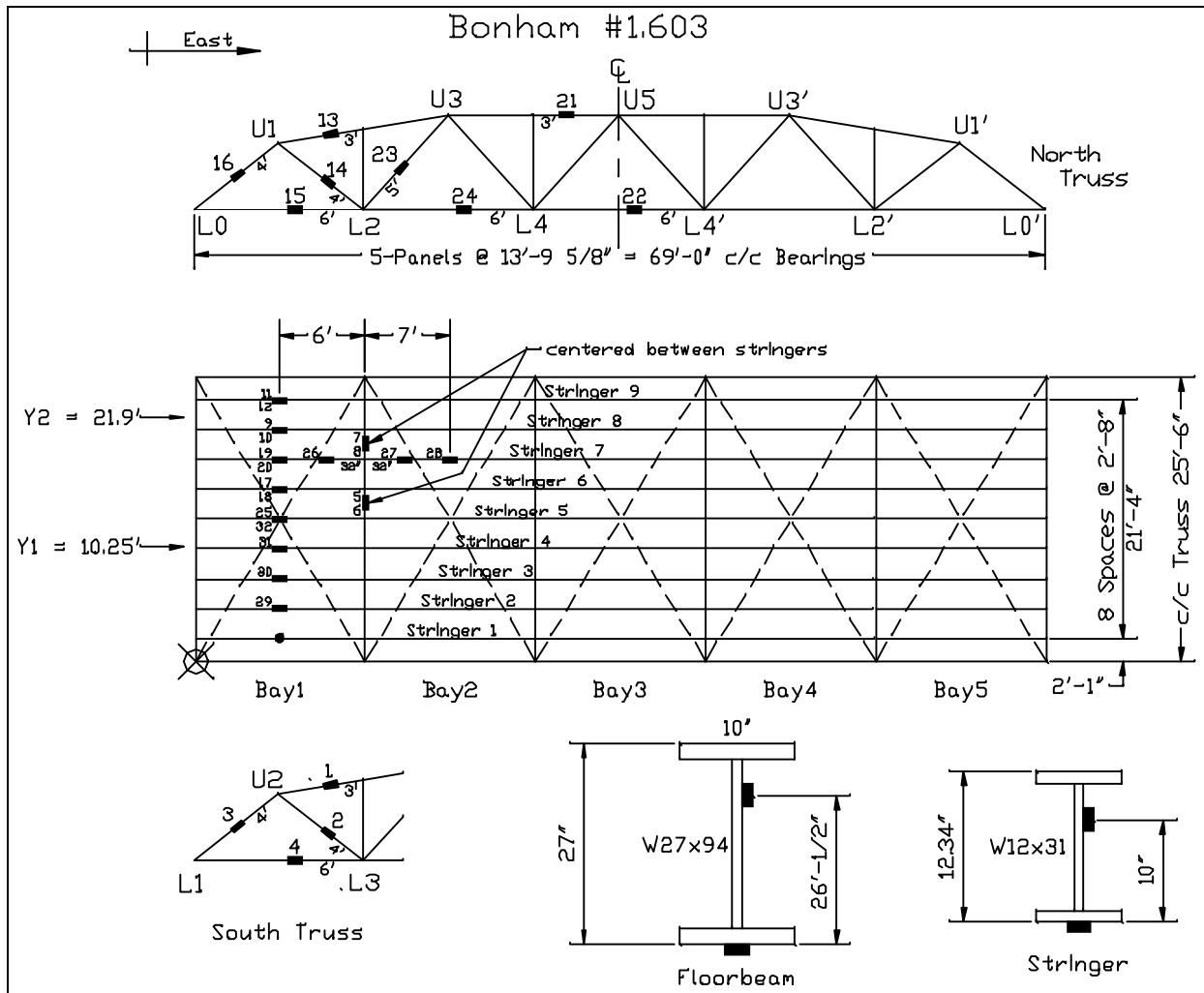


Figure 1 Bonham 1.603 Instrumentation Plan.

Load Test Procedures

A fully loaded, three-axle dump truck with a gross weight of 43.85 kips and wheel weights and axle configurations shown in Figure 2 was used for the controlled load tests. Two transverse truck paths (north and south lane lines) were defined so that the lateral load transfer characteristics of the deck could be established. The load tests were performed by driving the truck across the bridge at crawl speed along the prescribed paths. Data was recorded continuously at 32 Hz during each pass and the truck position was monitored in order to record strain as a function of vehicle position. Truck crossings from each path were performed twice to ensure data reproducibility.

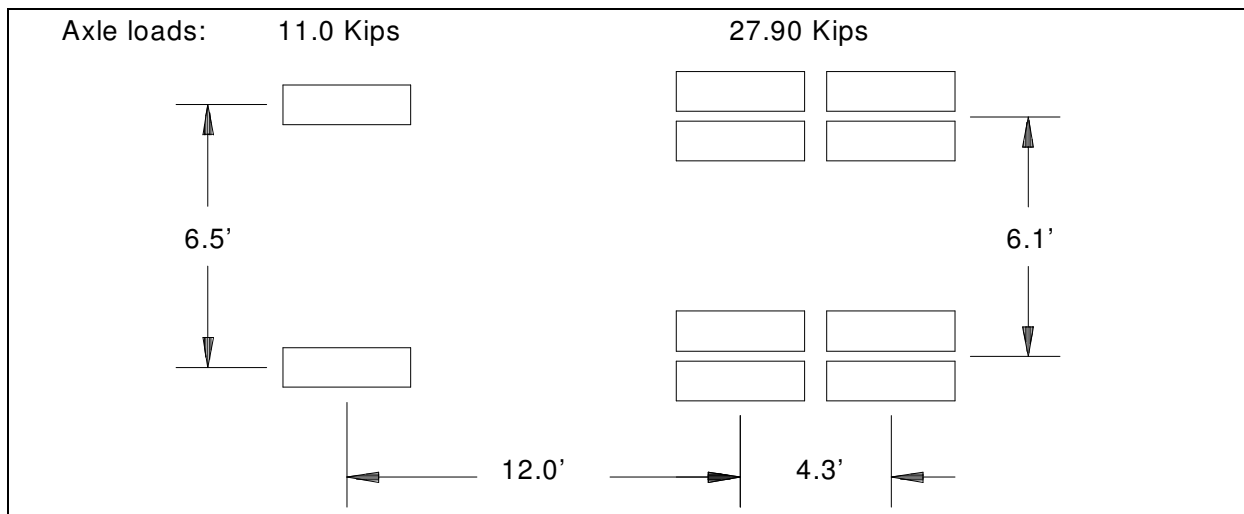


Figure 2 Load Configuration of Test Truck

All of the instrumentation and testing procedures were completed on August 13th, 1998 with traffic control and a loading vehicle being supplied by BCEO.

Preliminary Investigation of Test Results

A visual examination of the field data was first performed to assess the quality of the data and to make a qualitative assessment of the bridge's live-load response. Conclusions made directly from the field data were:

- All responses were primarily elastic. Readings from all top chord, diagonal, floor-beam and stringer gages returned to zero after each load cycle. Slight residual tension was present in some of the bottom chord gages indicating friction in the truss bearing pads. The residual strains were in the range of 2% of the maximum bottom chord strain.
- Midspan strain histories obtained from interior Stringers 4, 5, and 6 indicated that the stringer ends are not firmly seated at the West abutment bearing locations. Strains obtained from the midspan, bottom-flange gage locations in Bay 1 initially went into compression (negative moment) when the axles were on the west-end of the stringers. This response could only be caused by the beam not being in contact with the abutment beam seat. The beam to be pushed down to make contact with the bearing. Once contact was made with the abutment, the interior stringer responses were similar to the other stringers. The reversal of flexural responses on Stringer 4 can be seen in Figure 3.
- Reproducibility of the load responses from identical truck crossings was excellent as shown in Figure 4. Some differences in load response were detected at the bottom chord near the abutment. These gages also showed the largest degree of inelastic behavior. These responses indicate that some movement does occur in the truss bearings, the slight nonlinear and inelastic behavior is due to the friction in the support system.
- The end bottom chord member (L0-L2) went into compression while the truck was on the first span indicating that the truss support conditions have a significant amount of axial force resistance. This response implies that pin/roller support conditions cannot be assumed in a subsequent analyses.

- Comparison of similarly-placed gages on the North and South Trusses indicated that the response behavior was reasonable symmetric. Gages nearest the abutment had the largest difference indicating that the degree of friction in each bearing is not consistent. Figure 5 contains stress history comparisons from the bottom chord (L0-L2) from both trusses. It is apparent that both truss bearings have nearly the same axial resistance during the initial loading while member L0-L2 experienced tension. However, the south truss bearing was approximately twice as stiff as the north truss when the load reversal occurred and member L0-L2 experienced compression.
- Maximum measured live-load compression and tension stresses of -3.76 ksi (-130 $\mu\epsilon$) and +4.47 ksi (154 $\mu\epsilon$) were obtained from the floor beams and stringers. Maximum stresses obtained from the truss were -3.25 ksi (-112 $\mu\epsilon$) and 2.65 (91 $\mu\epsilon$). Because of the gage placement, the strains measured in the truss members were induced by axial force only and do not include bending responses. Maximum axial stresses from each gage are provided in Table 1 for each truck path.
- Measurements made during high-speed truck crossings (25mph) resulted in maximum stresses of -3.82 ksi in compression and 4.59 ksi in tension. The largest stress cycle from the dynamic component was approximately 0.85 ksi resulting in an impact factor of 19%. The use of the AASHTO impact factor of 26% for the 69' span truss would therefore be reasonable. However, a 30% impact factor as specified by AASHTO for the floor beams and stringers was found to be conservative. Figure 6 contains a graphical comparison between stresses for slow and high-speed truck crossings.

All of the above information was extracted directly from the field data just by looking at the shapes and magnitudes of the strain histories. This illustrates how a "qualitative" look at the data can provide significant insight into its live load behavior. The following section illustrates how the field data was used to generate and "calibrate" an analytical model of the structure.

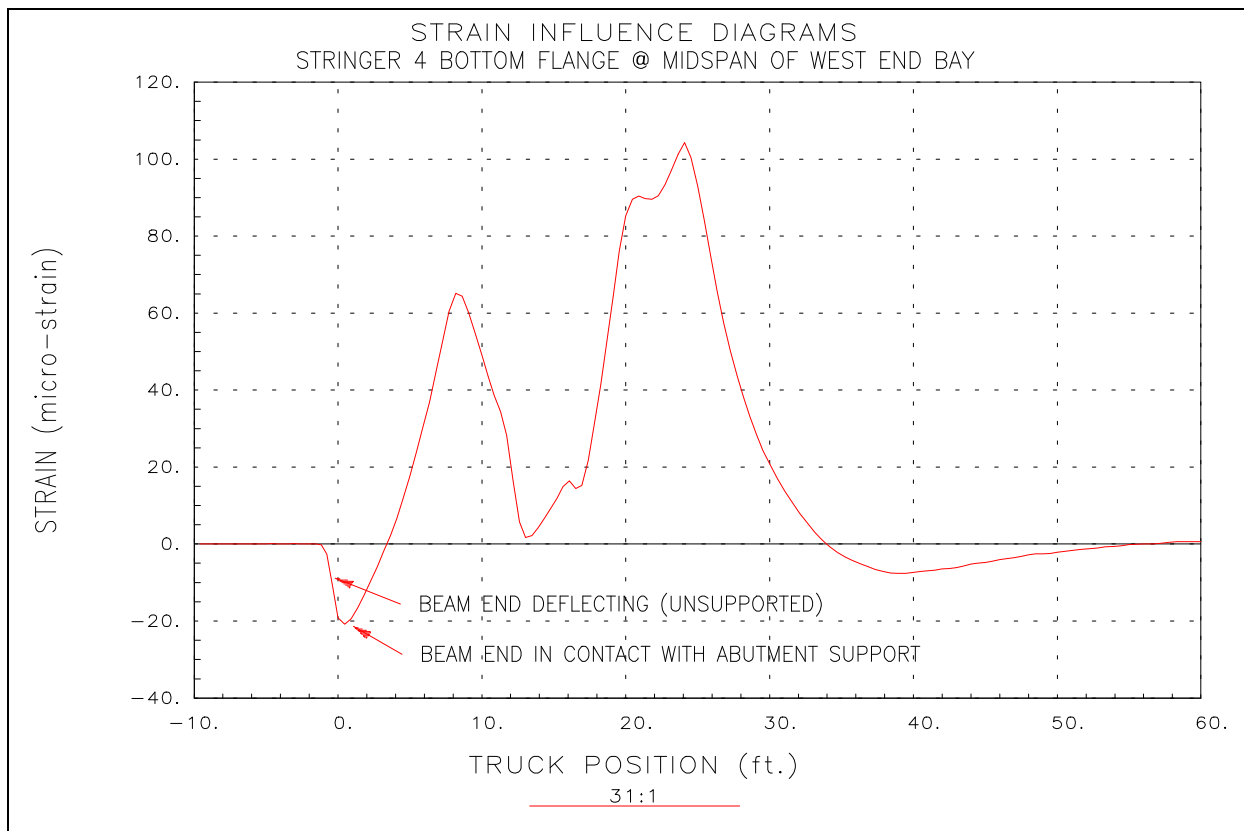


Figure 3 Stringer 4 @ West Bay - Abutment beam-end not in contact.

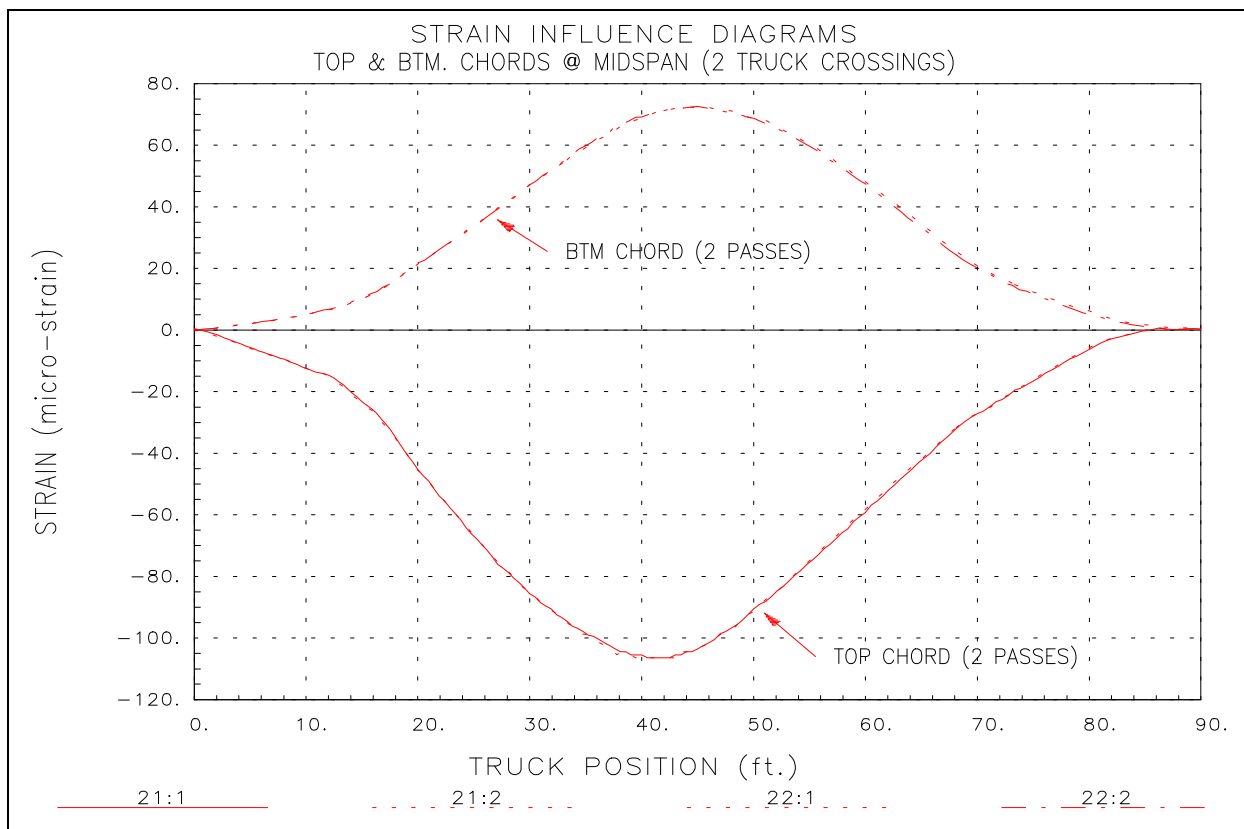


Figure 4 Reproducibility of test procedure and data acquisition.

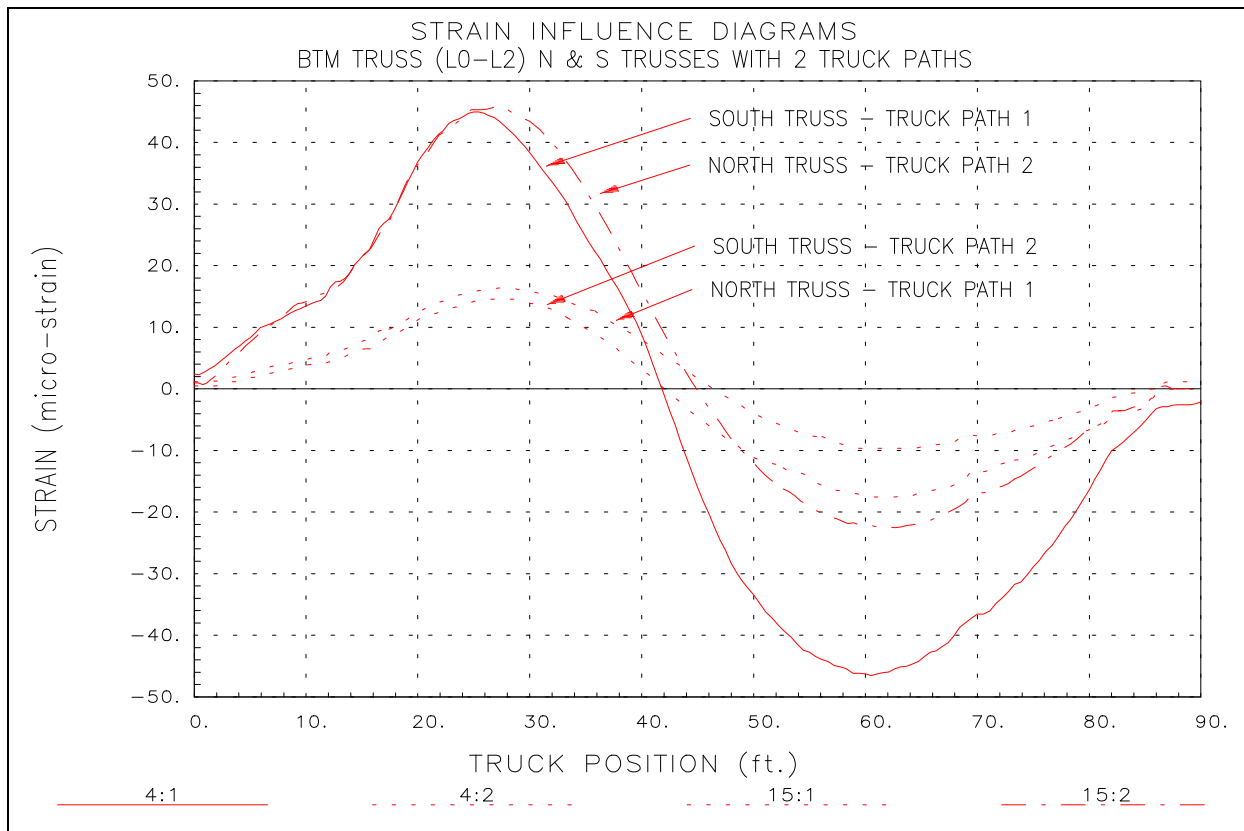


Figure 5 Asymmetric Stresses on North and South Truss.

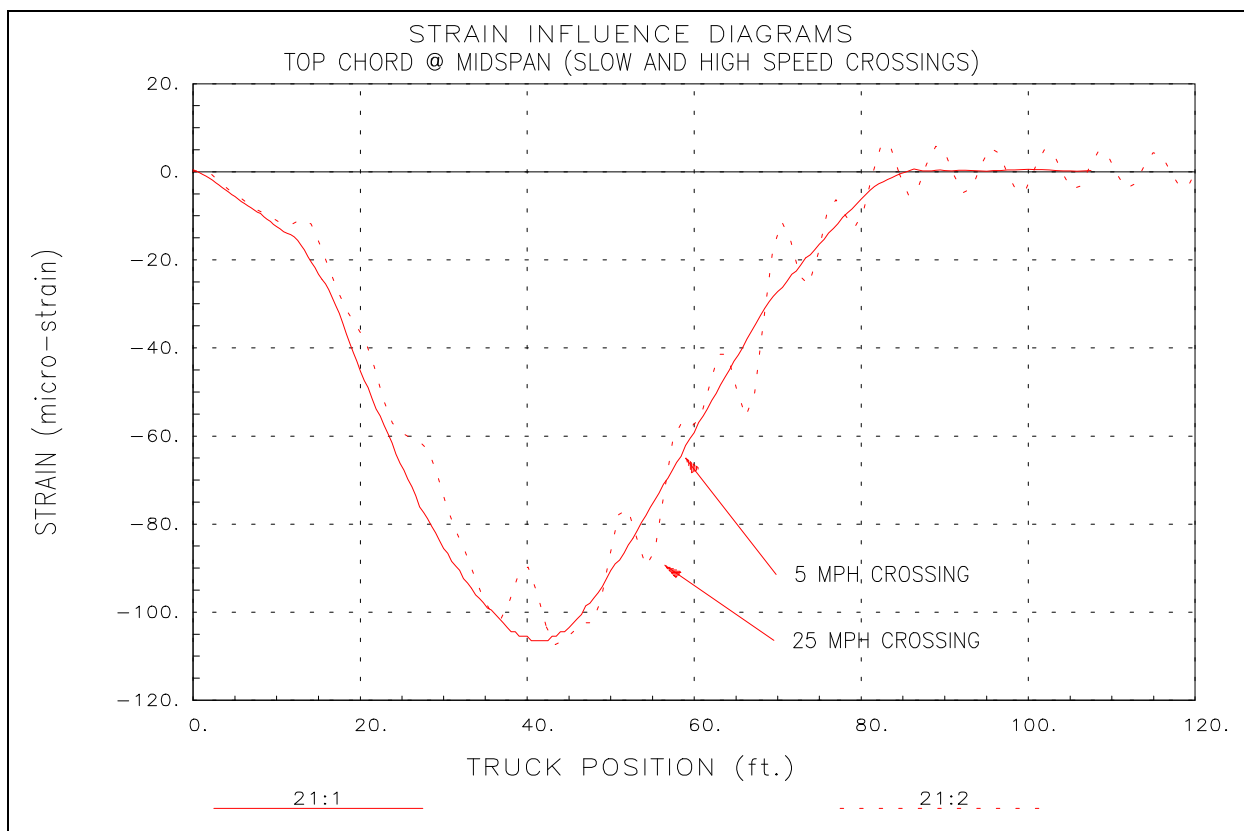


Figure 6 Strain Histories from Slow and Fast Truck Crossings.

Table 1 Maximum measured stresses on truss, stringers and floor beam.

Member	Gage	Truck Path 1 (ksi)			Truck Path 2 (ksi)		
		C	T	Range	C	T	Range
North Truss							
Top Chord U1-U3	13	-1.17	0.00	1.17	-3.25	0.02	3.27
Diagonal U1-L2	14	0.00	0.69	0.70	0.00	1.97	1.97
Bottom Chord L0-L2	15	-0.28	0.47	0.75	-0.68	1.32	2.00
End Post L0-U1	16	-0.78	0.01	0.79	-2.11	0.01	2.13
Top Chord U3-U5	21	-1.12	0.01	1.13	-3.09	0.01	3.09
Bottom Chord L4-L4'	22	-0.01	0.71	0.72	-0.01	2.11	2.11
Diagonal L2-U3	23	-0.41	0.20	0.61	-1.24	0.82	2.06
Bottom Chord L2-L4	24	-0.02	0.92	0.94	0.00	2.65	2.65
South Truss							
Top Chord U1-U3	1	-3.20	0.00	3.21	-1.27	0.01	1.28
Diagonal U1-L2	2	-0.01	2.04	2.05	-0.01	0.80	0.81
End Post L0-U1	3	-2.88	0.02	2.90	-1.14	0.01	1.15
Bottom Chord L0-L2	4	-1.35	1.30	2.65	-0.56	0.43	0.99
Floor Beam & Stringers							
Floor Bm - midspan	6	-0.05	3.00	3.06	-0.09	4.34	4.43
Floor Bm - 1/4 pnt	8	-0.02	1.42	1.44	-0.06	3.82	3.88
Stringer 2 midspan btm	29	-0.33	4.43	4.76	-0.17	0.66	0.83
Stringer 3 midspan btm	30	-0.31	3.20	3.51	-0.21	1.03	1.24
Stringer 4 midspan btm	31	-0.60	3.02	3.63	-0.21	0.97	1.18
Stringer 5 midspan btm	32	-0.53	1.41	1.94	-0.74	1.64	2.38
Stringer 6 midspan btm	18	-0.15	0.69	0.85	-0.98	3.63	4.61
Stringer 7 midspan btm	20	-0.18	1.04	1.22	-0.36	4.47	4.82
Stringer 8 midspan btm	10	-0.12	0.56	0.69	-0.29	4.01	4.31
Stringer 9 midspan btm	12	-0.14	0.13	0.26	-0.24	2.75	2.98
Stringer 7 3/4 pnt bay 1	26	-0.09	0.87	0.95	-0.49	2.95	3.43
Stringer 7 1/4 pnt bay 1	27	-0.11	0.66	0.77	-0.26	2.49	2.75
Stringer 7 midspan bay 2	28	-0.09	0.49	0.58	-0.18	3.93	4.11

Modeling, Analysis, and Data Correlation

From the above discussion, it is apparent that field data alone can provide a considerable amount of useful information. But it is important to realize that strain values can be influenced by a large number of factors, some of which are not obvious or may not be reliable at higher load levels. In addition, the maximum strains did not necessarily occur at the gage locations and the critical responses may not have been measured. Therefore, it is important to verify measured responses through analysis and then determine the critical responses throughout the entire structure. The most rational load rating approach is to use sound engineering principles along with a realistic analysis. With this reasoning, the best use of strain measurements is to aid in the generation of an accurate model of the structure.

A 3-D finite element model of the superstructure was defined and the entire field testing operation was essentially reproduced in the modeling and analysis procedures. 3-

D frame elements were used to represent the truss members, stringers and floor beams. The deck was represented by a combination of transverse beam elements and plate elements. The beam elements provided the load transfer characteristics of the corrugated deck, while quadrilateral plate elements were used only to receive the wheel loads and distribute the wheel loads to the beams. To provide the ability to represent the actual boundary conditions, linear displacement springs were placed at the truss support locations.

In order to facilitate comparison of the computed and measured responses, strain gage locations were defined that corresponded to the same locations defined in the field. The same gage identifications were used so that comparisons could be made accurately and efficiently.

The entire computer model including geometry, boundary conditions, member cross-sections, and gage locations, was generated graphically and shown in Figure 7. Even though the geometry of the structure was well defined, there were various parameters that were not well known. These parameters included the effective stiffness of the deck ("I" of the transverse beam elements) and the effective spring stiffness (k) required to simulate the truss support conditions. Initial cross-section properties of the truss members, stringers, and floor beams were obtained directly from AISC property tables. Because the truss members did not exhibit any deterioration, it was assumed that those stiffness parameters were accurate. Inspection of the stringers and floor beams did indicate probable section loss. As a conservative starting point, all of the support spring constants were initially set to zero.

Loading of the model was accomplished by defining a two-dimensional model (foot print) of the test vehicle consisting of a group of point loads and then placing the truck model on the structure model. Truck crossings were simulated by moving the truck model at discrete positions along the same paths used during the field test. During the comparison process, 18 longitudinal truck positions were defined for each test path. Therefore, for each analysis run, strains were computed at 25 gage locations for 18 truck positions on two truck paths. Accuracy of the analysis was determined by comparison of 900 (25x18x2) computed strain values with their corresponding measured strains.

Initial comparisons between the computed and measured strains indicated that the stresses at the majority of locations (top chord, diagonals, verticals, stringers, and floor beams) were reasonably accurate, but that the bottom chord stresses were greatly over-predicted. Conclusions obtained from the initial comparison include:

- The large difference in bottom chord stresses indicated that the truss support spring stiffnesses needed to be increased.
- The computed load distribution of the deck was incorrect such that the transverse deck beams needed to be stiffened.
- The bi-linear bearing conditions observed at Stringers 4, 5, and 6 could not be represented by the linear-elastic analysis. Therefore stringer gages were eliminated for the final structural identification process. An assumed section loss of 5% was applied to the stringers based on field observations.

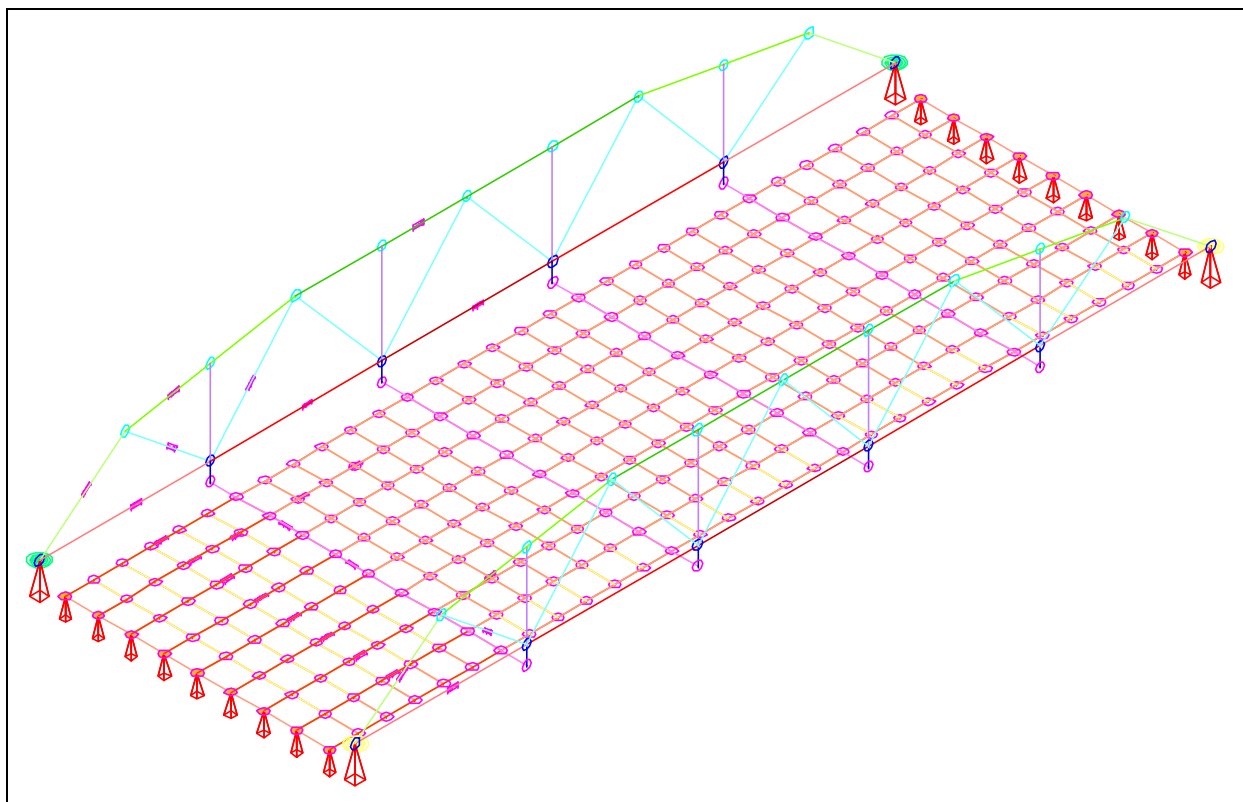


Figure 7 Computer generated display of bridge model.

To improve the model's accuracy, various stiffness terms were modified through a parameter identification process until a best-fit correlation between the measured and computed strain was obtained. A total of three different stiffness parameters were calibrated through an iterative process of analysis, data comparison, and structural identification. At the end of this cycle, an acceptable correlation was obtained. Table 2 contains the initial and final values for each of the variable properties. To illustrate how the parameter modification improved the accuracy of the model, initial and final error values are shown in

Table 3. Please see Appendix B for an in-depth discussion on the parameter identification method and error quantifications.

Table 2 Initial and Final Values of Variable Parameters

Member Property	Units	Initial Value	Identified Value
Transverse deck beams (Ix)	in ⁴	11.3	38.4
Truss supports axial restraint (Kx)	kip/in	0.0	1250.0
Floor Beam (Ix)	in ⁴	3270.0	2796.0
Stringer (Ix)	in ⁴	238.0	226.0

Table 3 Accuracy of initial and refined models

Error Value	Initial Model	Refined Model
Absolute Error	9143μϵ	4363μϵ
Percent Error	31%	5.6%
Scale Error	14.6%	5.4%
Correlation Coefficient	0.89	0.97

At this point, the model has been “calibrated” to the field measurements. Since the load responses of the model are very similar to those of the actual structure, it can be assumed that the stiffness and load transfer characteristics are correct. This method of “integrating” the analysis with experimental results now provides a quantitative and rational basis for further evaluation.

Discussion of Results

The accuracy obtained by this evaluation process was typical of steel truss structures. The most important observations made from the load test data evaluation and during the parameter identification process are as follows:

- The truss support pads do not allow free longitudinal translation during normal traffic loading. The overall effect of this condition is that the bottom chord tension stresses are greatly reduced because much of the axial force is transmitted into the truss reactions. For example, the midspan bottom chord member (L4-L4') tension forces are reduced by 50% when the bridge is loaded with two HS-20 (model) trucks. The diagonal members are minimally affected, and there is essentially no effect on the top chord and vertical members.
- The welded gusset plate connections cause the trusses to act as a rigid frame rather than a truss with pinned connections. This causes the trusses to be stiffer than would be predicted by a simple truss analysis. It is important to note, however, that the load capacity may not be increased substantially because bending effects must be considered when calculating stresses. The inclusion of bending stresses typically offset the reduction of axial force stresses. While stresses at extreme fibers are not significantly reduced, the stiffness of the truss is increased by the rigid connections and the deflection is reduced compared to a truss with pinned connections.
- The bi-linear support conditions observed from Stringer 4, 5, and 6 at the west-end bay could not be realistically represented by a linear analysis. The support conditions induced unusual responses for the stringers and also had an effect on the lateral distribution of the floor system in the first bay. Typical support conditions will be assumed for subsequent evaluations.

Load Rating Procedures and Results

The main reason for producing a field-calibrated model was to have the ability to compute realistic load ratings. Load test results are generally limited to the specific load application. However, given a realistic model, analyses and load ratings can be performed for any load configuration. In this section, a discussion of the load rating procedures is given and load limits are provided for H-20 and HS-20 load configurations.

Inventory and operating rating factors were computed using Allowable Stress Design (ASD) procedures. Member capacities were computed for the truss and floor system member using the appropriate AASHTO design specifications. Allowable stresses were computed for A-36 and A-242 steel with appropriate reductions in compression stresses based on the members' KL/r ratios. Member capacities were computed for individual responses such as tension, compression, and bending about each axis and are listed in Table 4.

The rating equation specified by the AASHTO *Manual for Condition Evaluation of Bridges* was used to generate inventory and operating load limits (see Appendix C). The appropriate load factors were applied to the dead- and live-load effects based on the level of rating ($A_1 = A_2 = 1.0$ for Allowable Stress ratings). AASHTO impact factors of 20% were applied to the truss members and 30% impact factors were applied to the stringers and floor-beams.

Table 4 Inventory and Operating Component Capacities.

Member	Inventory Capacities			Operating Capacities		
	Tension (kips)	Comp. (kips)	M-x (k-in)	Tension (kips)	Comp. (kips)	M-x (k-in)
Top Chord						
L0-U1	N/A	142.5	134.5	N/A	177.6	183.0
U1-U3	N/A	175.5	198.0	N/A	218.9	269.5
U3-U5	N/A	236.6	345.6	N/A	294.9	470.4
Btm Chord						
L0-L2	109.6	N/A	31.1	149.2	N/A	42.4
L2-L4	158.8	N/A	37.1	216.1	N/A	50.5
L4-L4'	212.4	N/A	90.0	289.1	N/A	122.5
Diagonals	168.3	107.0	67.3	229.1	133.5	91.6
Floor Structure	Shear-z (kips)		M-x (k-in)	Shear-z (kips)		M-x (k-in)
Stringers	35.0	N/A	694.8	48.0	N/A	945.7
Fl. Beam	145.0	N/A	4374.0	198.0	N/A	5953.5

In the rating equation, dead- and live-load effects were computed from the calibrated model. An additional dead load of 50 PSF to account for the asphalt and corrugated deck was applied uniformly over the model. Critical live-load effects were determined by computing axial force and moment envelopes for two different truck paths. Multiple-lane loading was obtained by superimposing the two load response envelopes.

Because combined axial force and bending stresses had to be considered, overall member rating factors were computed for compression members based on the combination of individual force rating factor as shown in Equation (1). Tension member rating factors were computed obtaining the combined tension and bending applied stress. The results of the load ratings are presented in Table 5 and Table 6 for the standard AASHTO design and rating vehicles.

$$\frac{1}{RF} = \frac{1}{RF_{Axial}} + \frac{1}{RF_{Mx}} \quad (1)$$

Table 5 Inventory and Operating Load Rating Factors for H-20 (20 tons)

Member	Inventory Load Rating		Operating Load Rating	
	RF	Load Limit (tons)	RF	Load Limit (tons)
Top Chord				
L0-U1	1.57	31.41	2.13	42.60
U1-U3	1.37	27.43	1.85	36.99
U3-U5	1.46	29.17	1.97	39.36
Btm Chord				
L0-L2	2.97	59.40	4.09	81.79
L2-L4	2.24	44.72	3.14	62.76
L4-L4'	3.05	60.92	4.32	86.42
Diagonals	1.96	39.21	2.80	56.05
Floor Structure				
Stringers	1.33	26.60	1.85	37.00
Fl. Beam	1.61	32.20	2.34	46.80

Table 6 Inventory and Operating Load Rating Factors for HS-20 (36 tons)

Member	Inventory Load Rating		Operating Load Rating	
	RF	Load Limit (tons)	RF	Load Limit (tons)
Top Chord				
L0-U1	0.97	35.05	1.32	47.67
U1-U3	0.86	31.12	1.17	42.13
U3-U5	0.91	32.90	1.24	44.63
Btm Chord				
L0-L2	2.01	72.34	2.77	99.72
L2-L4	1.39	49.97	1.95	70.22
L4-L4'	1.90	68.56	2.70	97.16
Diagonals	1.24	44.79	1.78	64.02
Floor Structure				
Stringers	1.50	54.00	2.08	74.88
Fl. Beam	1.14	41.04	1.66	59.76

As an alternate method of load rating the longitudinal stringers, a lateral distribution factor for a wheel line load application was computed from the measured strains. Since all of the stringers were found to have the same stiffness, the distribution factor was obtained by dividing the maximum stringer strain by the sum of the stringer strains at the same cross-section. Table 7 contains the measured lateral distribution factor for one and two lane loading along with the corresponding AASHTO distribution factors. For this bridge, it is apparent that the measured wheel distribution factor is very close to the AASHTO "S over" factors. It is likely that if the observed stringer bearings are

repaired so that all stringers are in contact with their supports, the lateral distribution will improve slightly.

Table 7 Measured Lateral Distribution Factor for Stringers.

Distribution Factor	Single Lane Load	Two Lane Load
Measured	0.50	0.61
AASHTO 3.23.2.2	$S/5.5 = 0.48$	$S/4.5 = 0.59$

Conclusions and Recommendations

From the load rating results, it is apparent that the stringers control the load limits for H-20 loading and the top chord members are critical for HS-20 loading. Tension along the bottom chord is not a critical factor because the tension forces are significantly reduced by the truss reactions. In fact, the end bottom-chord members (L0-L2) are limited by compression even though they are designed to be tension members.

Because of the truss construction details, the relatively low tension stresses, and the low traffic volume on this structure, fatigue was not considered to be an important factor and was therefore not included in the load rating calculations. Fatigue may need to be considered on similar bridges that have a more typical truss support system (free to expand), and that have a greater volume of truck traffic.

The observed bi-linear support conditions could not be realistically represented with a linear-elastic analysis. Load ratings on the stringers were based on normal bearing conditions. The observed stringer-bearing condition should be confirmed by a visual inspection and repaired if it is found that a gap does exist between the stringers and the beam seats. The effect of the poor beam-seats may be that the stringers resting on their supports carry a higher load percentage than those that are not in contact. Also, large impact forces may be induced when the stringer ends are pushed (or slammed) down onto their bearings, which may have detrimental effects on the abutment integrity.

The primary factors determined from the load testing operation, that could not have been determined by a conventional inspection and load rating, were the effects of the truss supports and the frame-like behavior of the trusses. While the support conditions are not typical of most trusses, it does not appear that the axial restraint has any adverse effects on the structure's response behavior. The support conditions provided some benefit in that the bottom chord tension stresses were greatly reduced. However, the overall load ratings were not substantially affected because the top chord members were essentially uninfluenced by the truss boundary conditions.

Rating values and information presented in this report are based on the condition of the superstructure at the time of the actual field-testing. No effort has been made to evaluate the condition of the substructure components and no implication has been made concerning substructure load capacity.

Measured and Computed Strain Comparisons

While statistical terms provide a means of evaluating the relative accuracy of various modeling procedures or help determine the improvement of a model during a calibration process, the best conceptual measure of a model's accuracy is by visual examination of the response histories. The following graphs contain measured and computed stress histories from each truck path. In each graph the continuous lines represent the measured stress as a function of truck position as it traveled across the bridge. Computed stresses are shown as markers at discrete truck intervals. The two sets of data for each gage represent the two different truck paths.

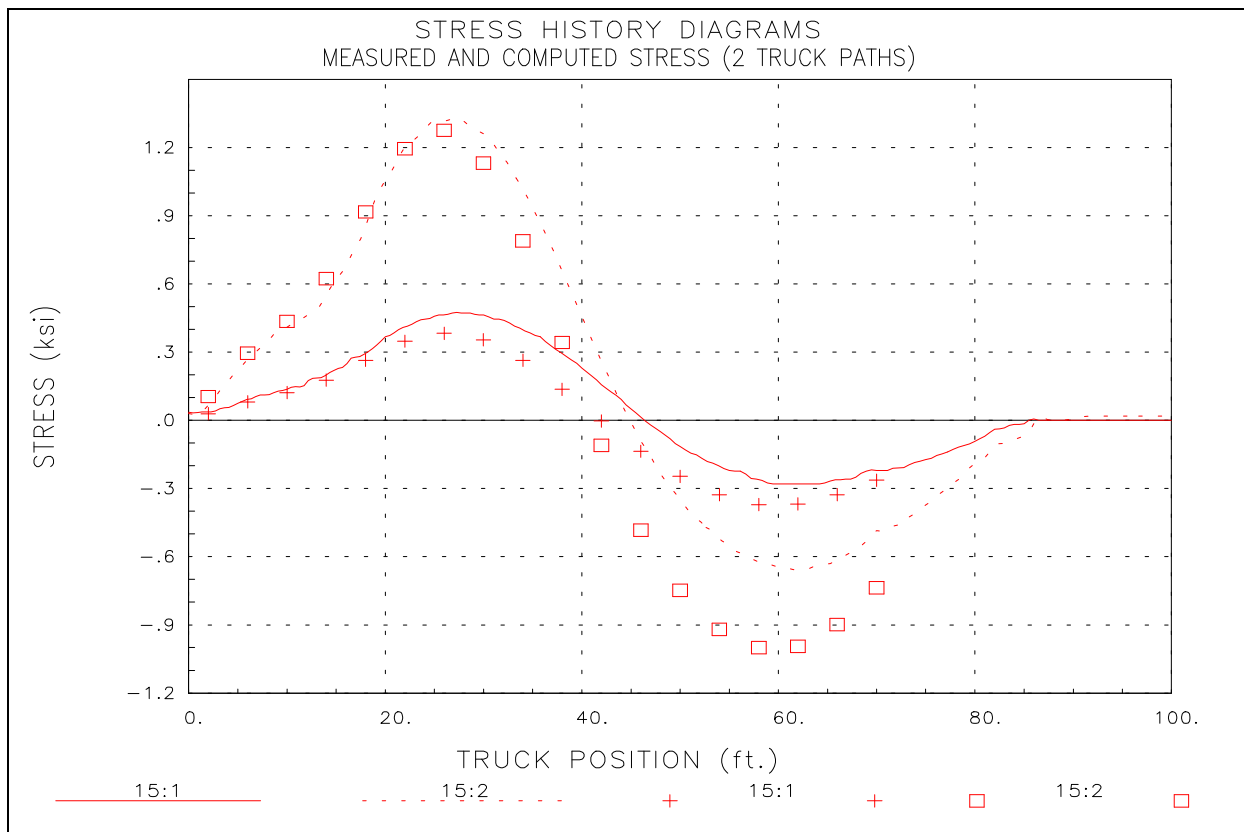


Figure 8 Measured and Computed Stresses - North Truss L0-L2.

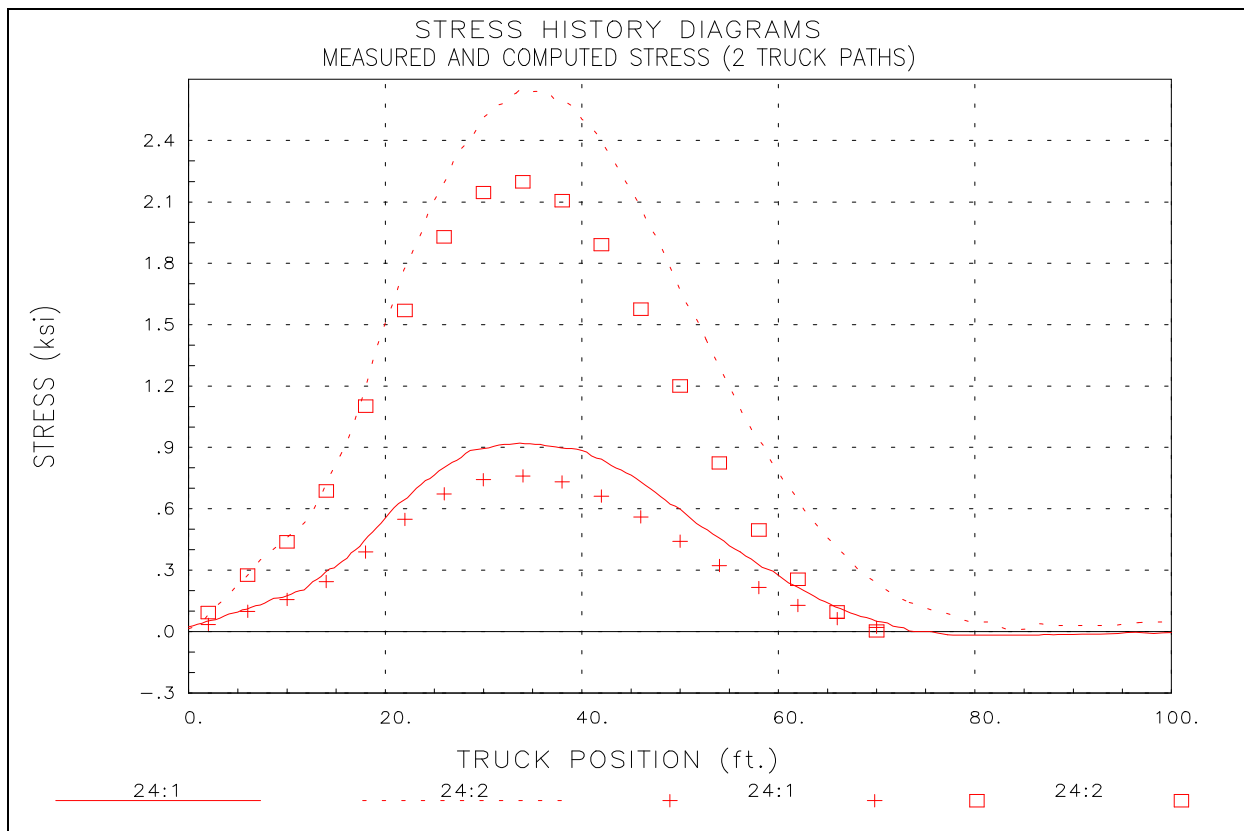


Figure 9 Measured and Computed Stresses - North Truss L2-L4.

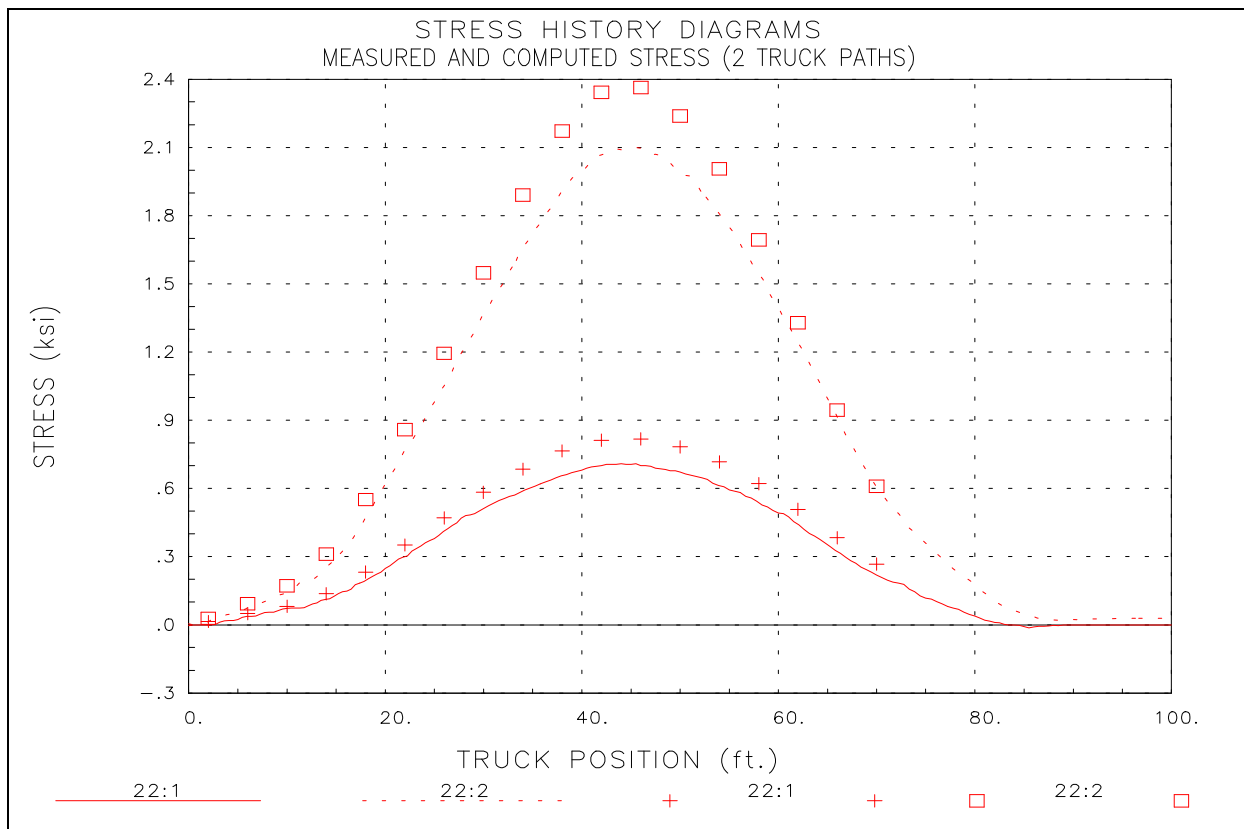


Figure 10 Measured and Computed Stresses - North Truss L4-L4' .

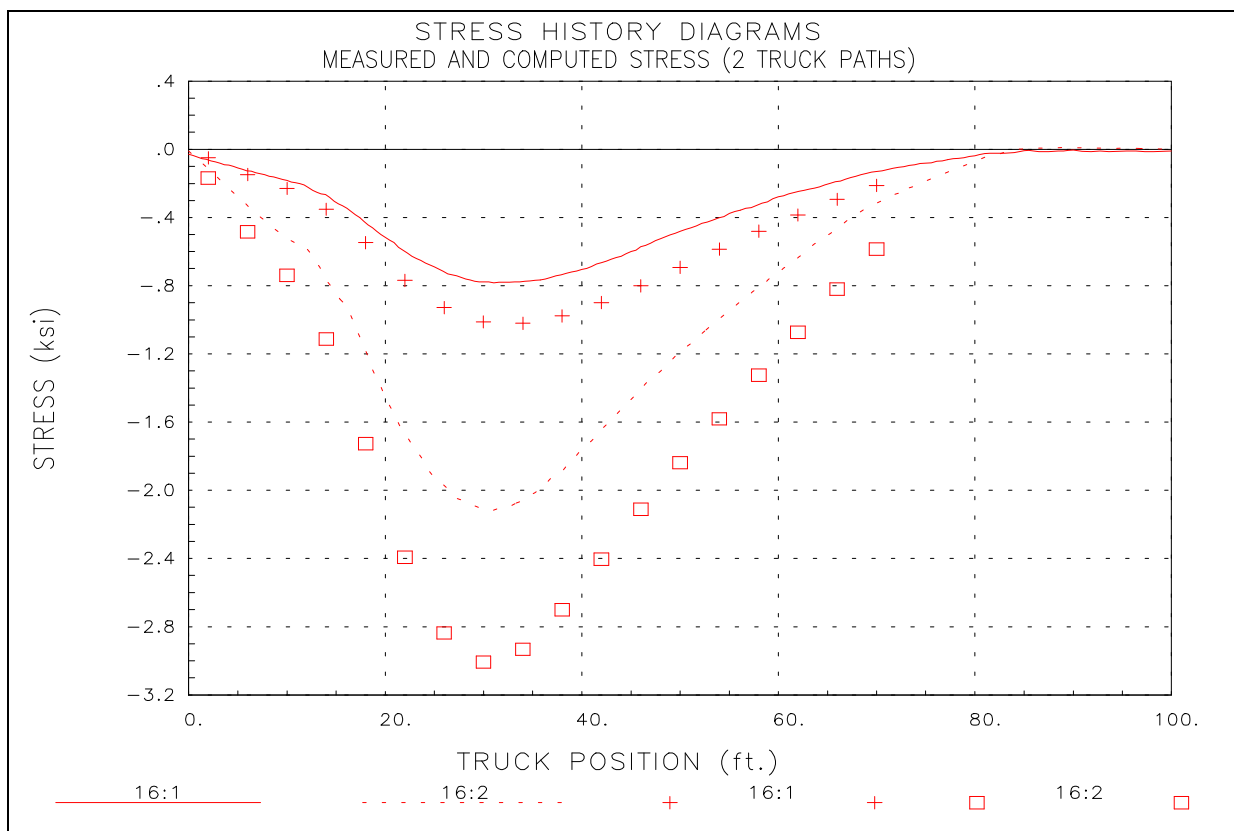


Figure 11 Measured and Computed Stresses - North Truss L0-U1.

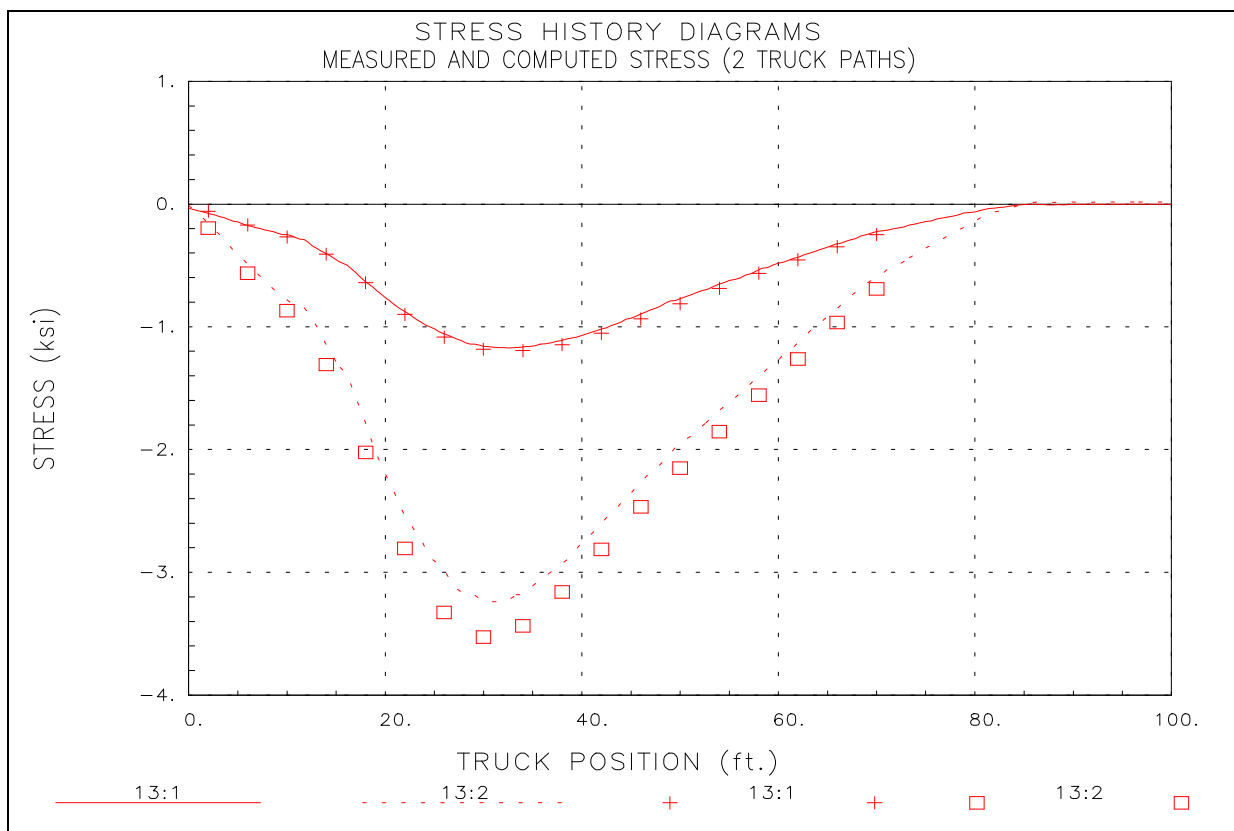


Figure 12 Measured and Computed Stresses - North Truss U1-U3.

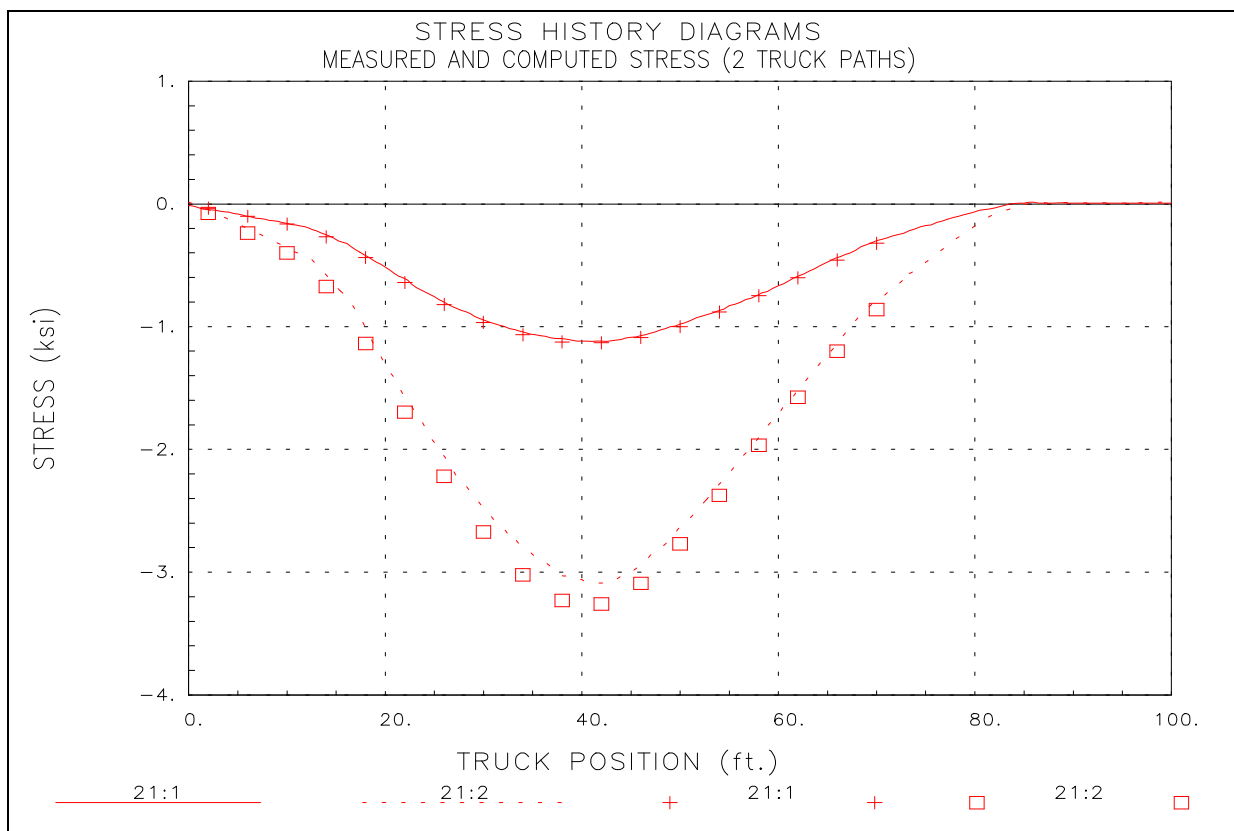


Figure 13 Measured and Computed Stresses - North Truss U3-U5.

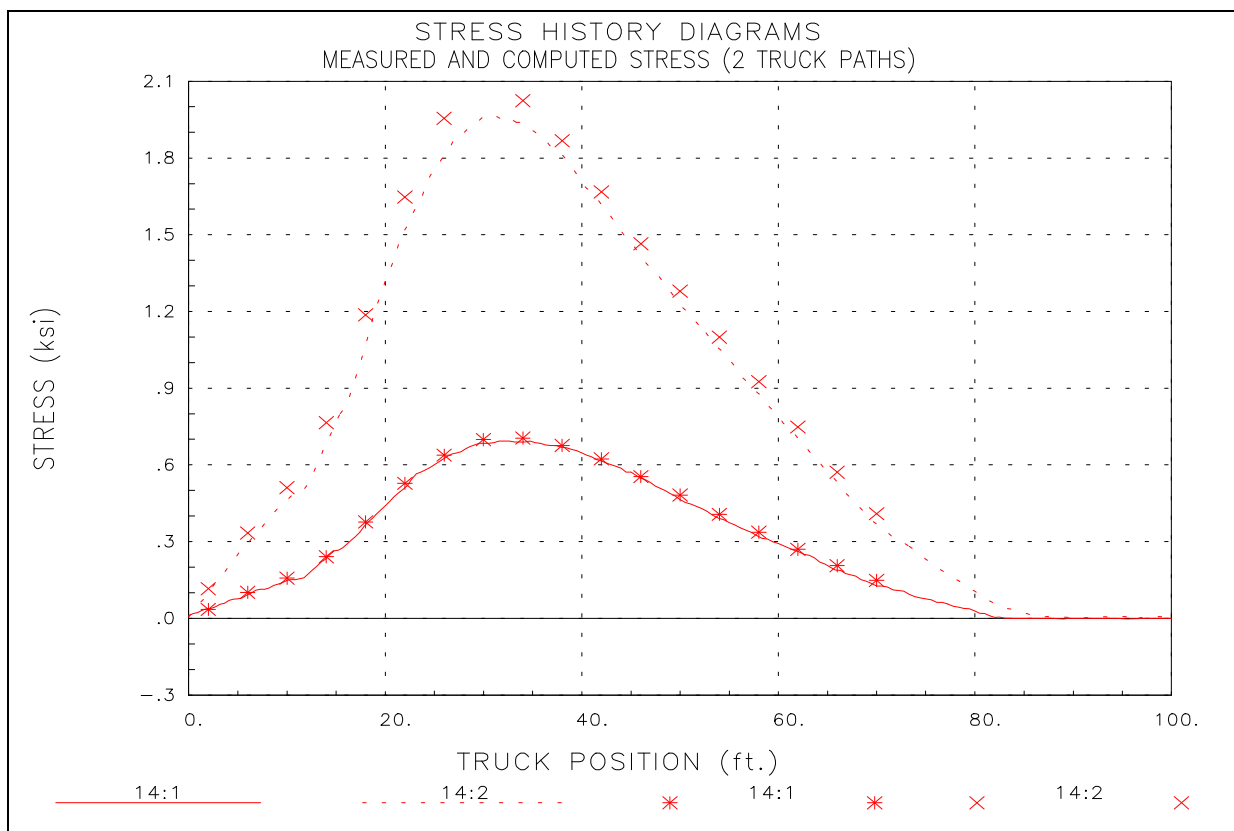


Figure 14 Measured and Computed Stresses - North Truss U1-L2.

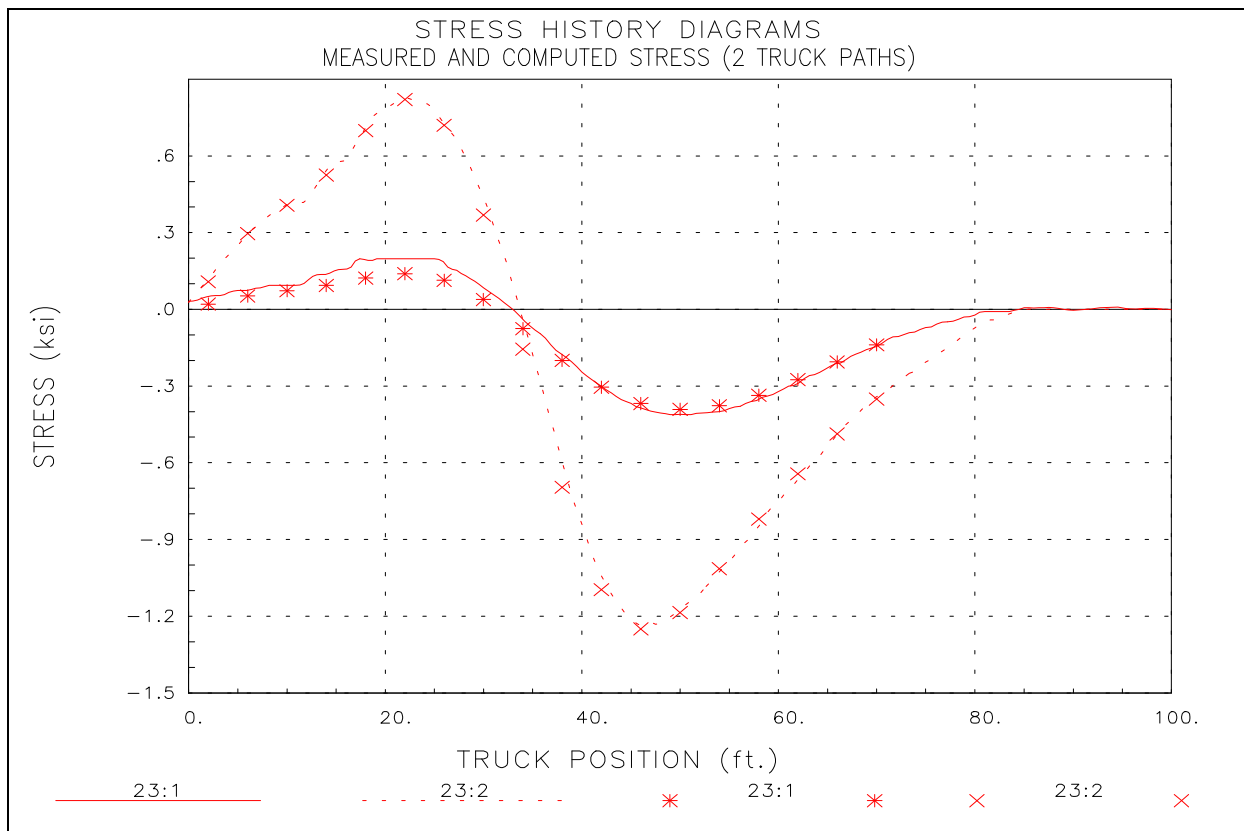


Figure 15 Measured and Computed Stresses - North Truss L2-U3.

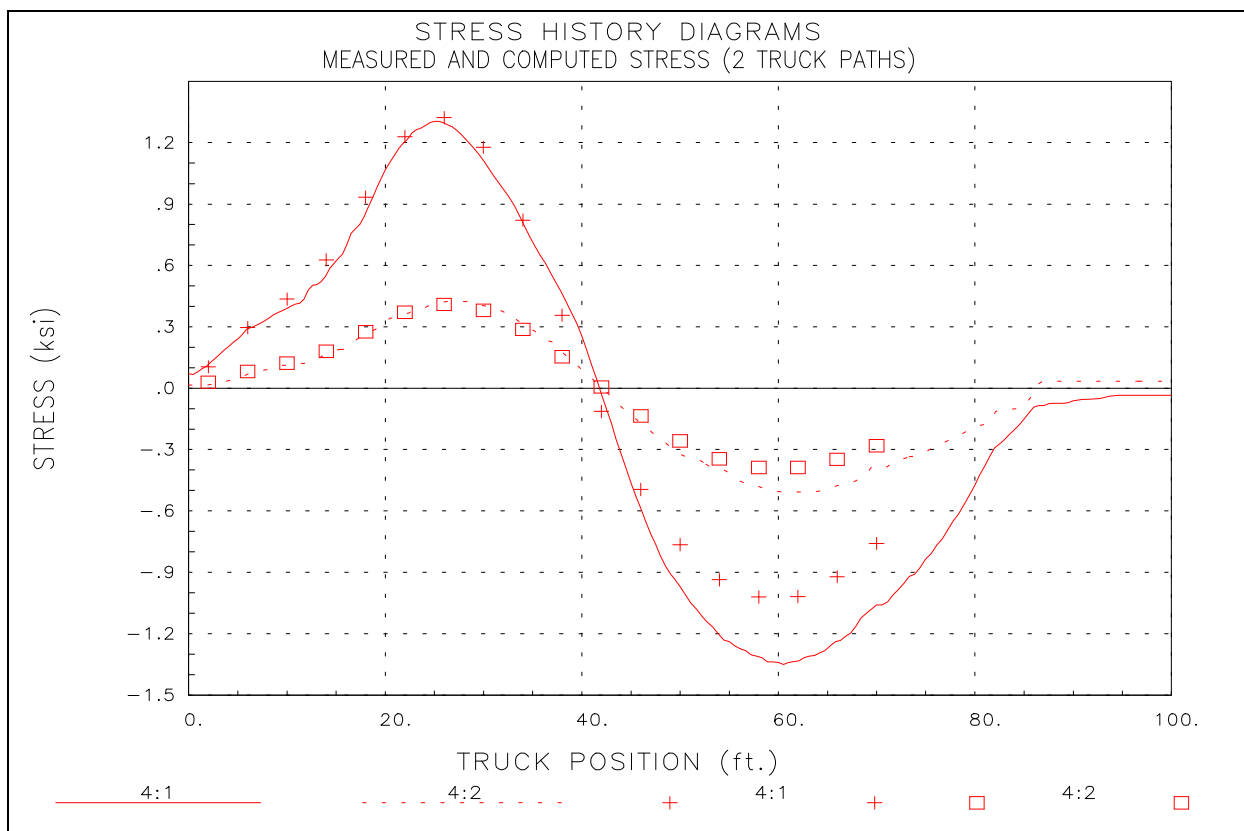


Figure 16 Measured and Computed Stresses - South Truss L0-L2.

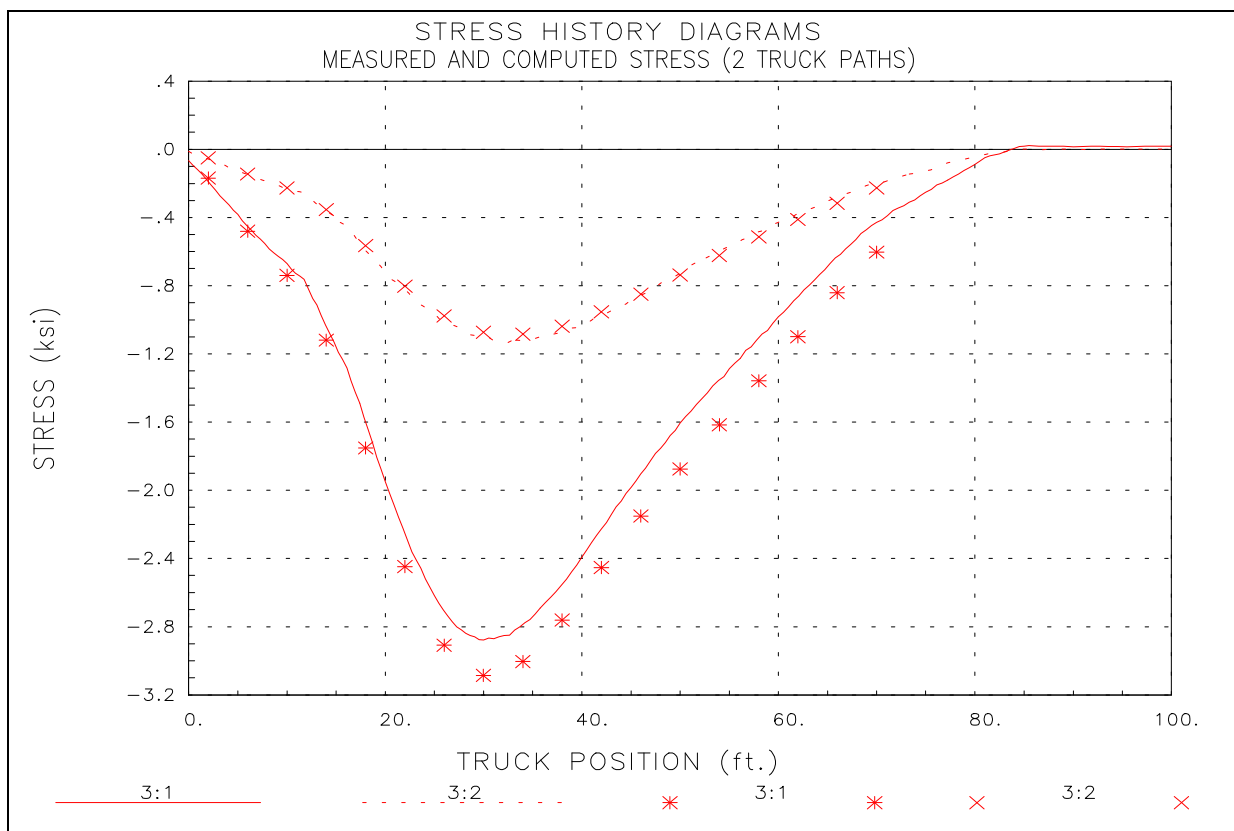


Figure 17 Measured and Computed Stresses - South Truss L0-U1.

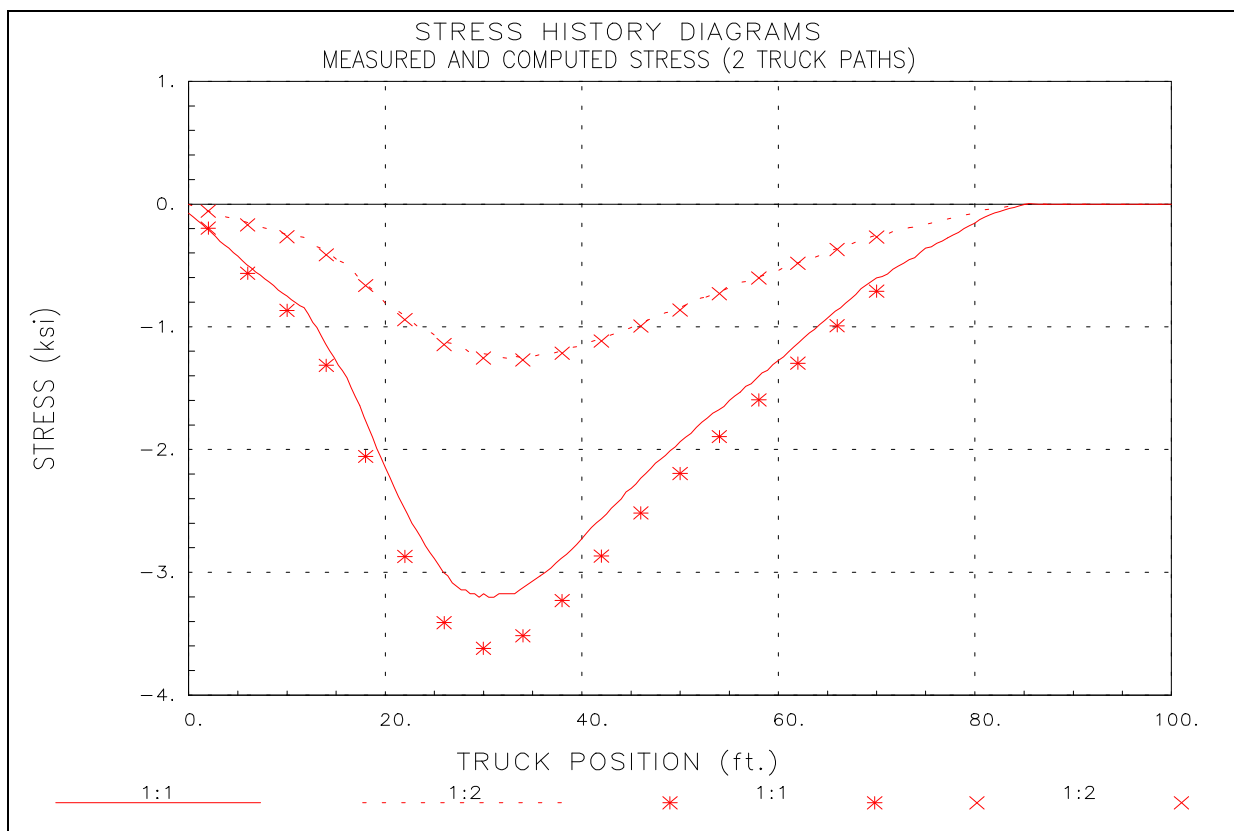


Figure 18 Measured and Computed Stresses - South Truss U1-U3.

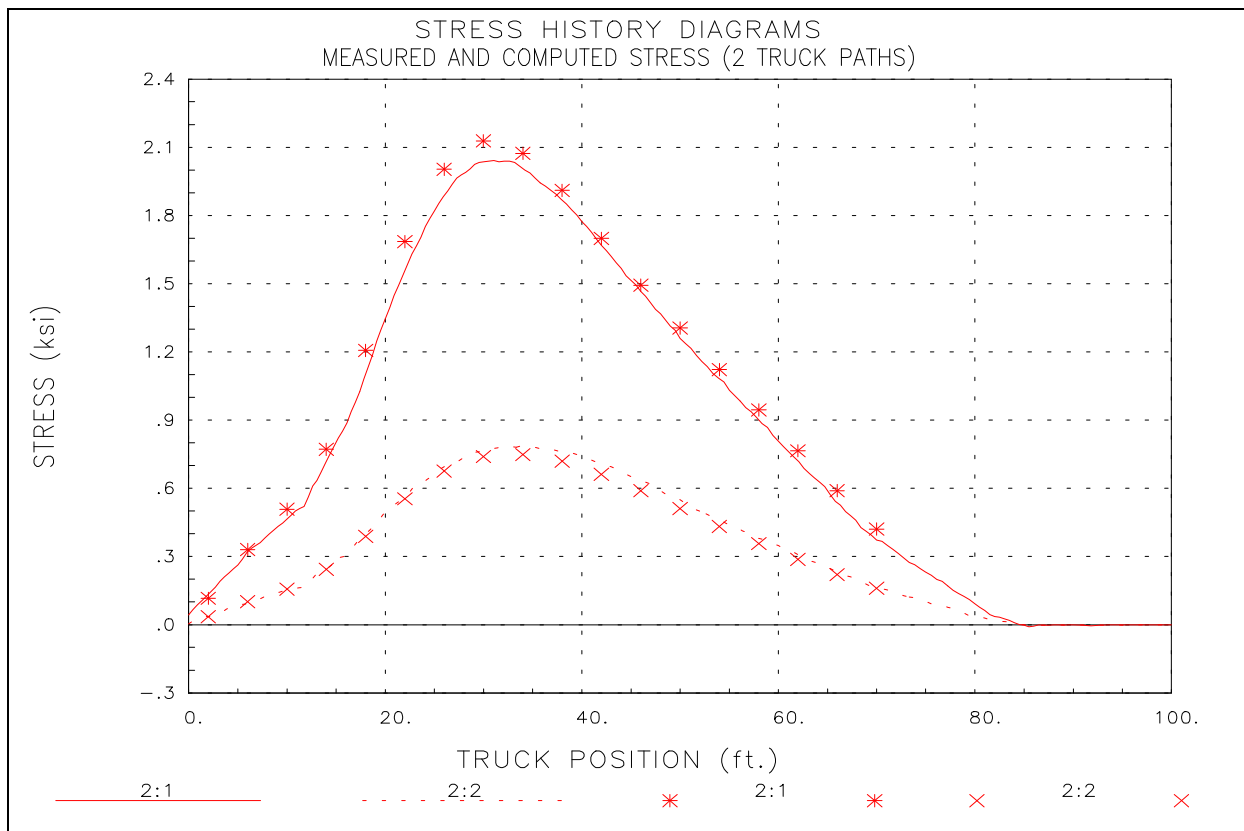


Figure 19 Measured and Computed Stresses - South Truss U1-L2.

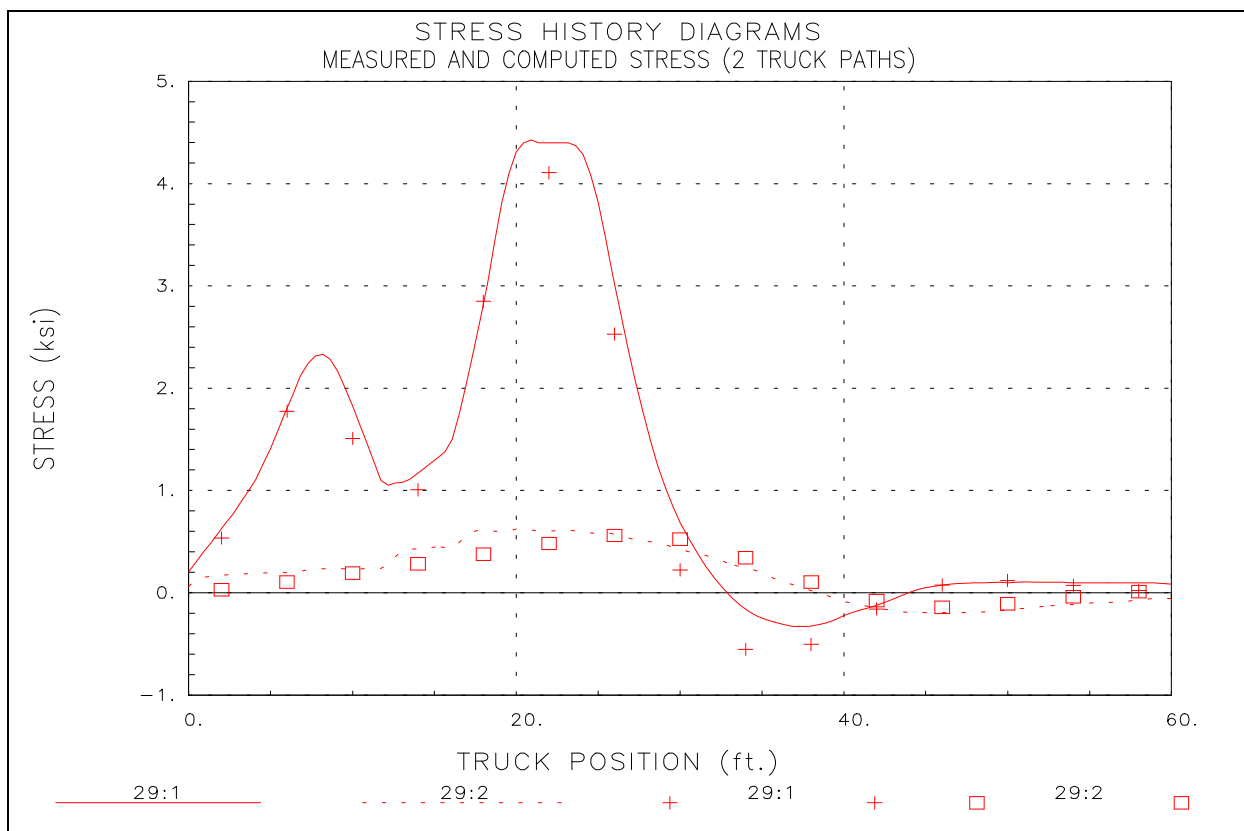


Figure 20 Measured and Computed Stresses - Stringer 2 Midspan Bay 1.

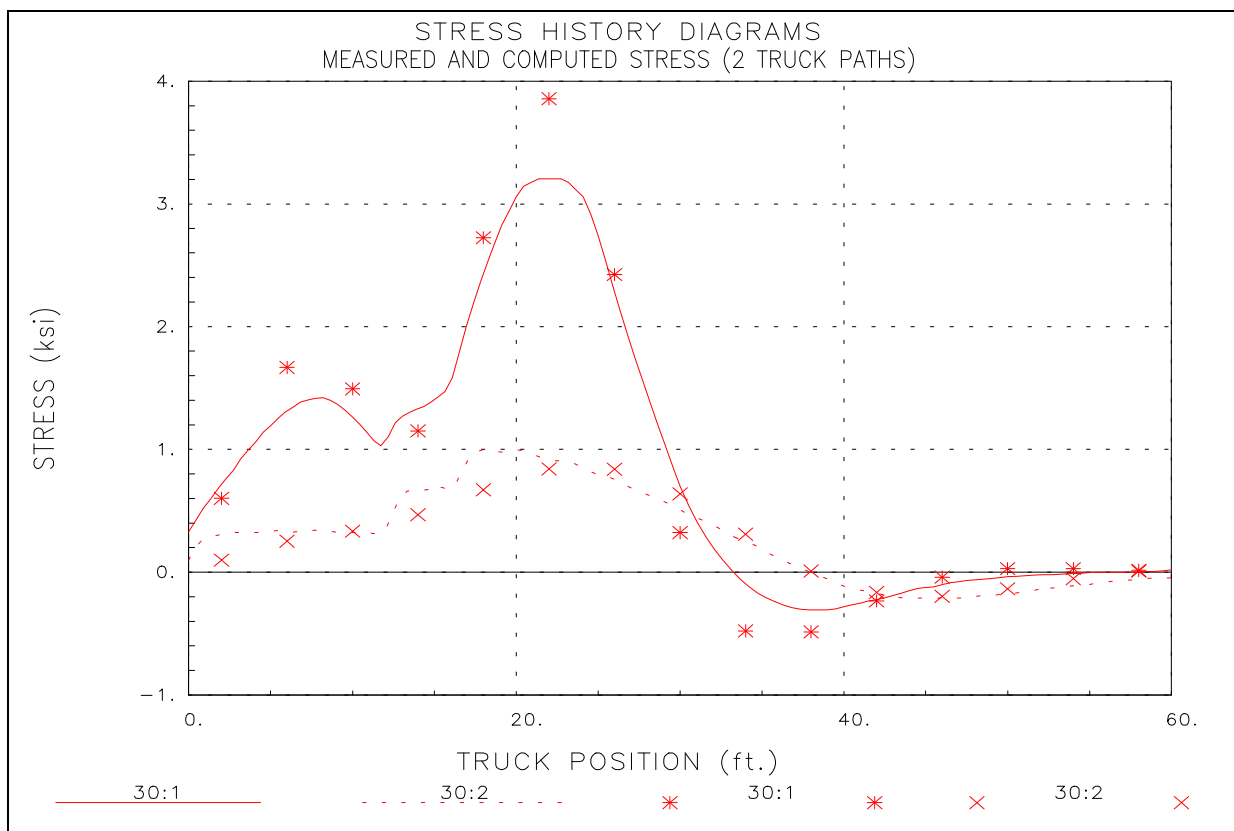


Figure 21 Measured and Computed Stresses - Stringer 3 Midspan Bay 1.

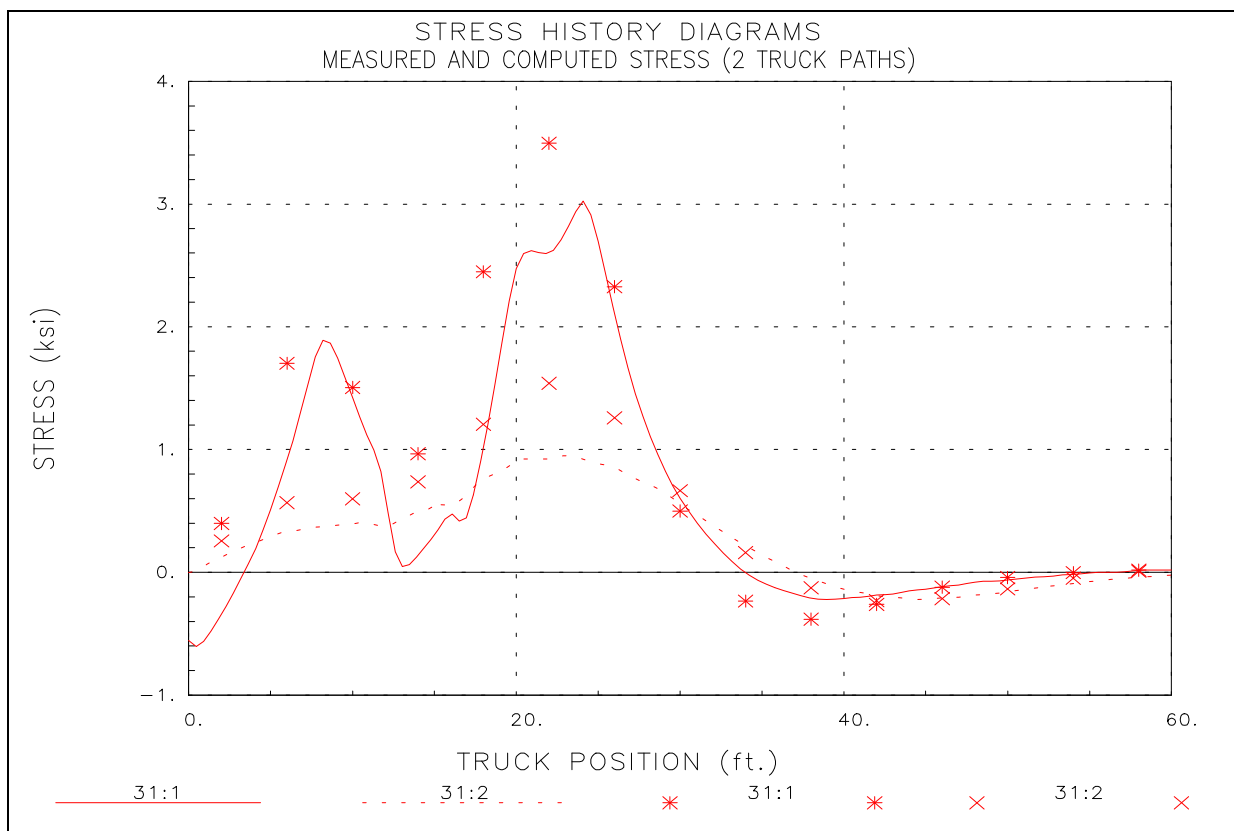


Figure 22 Measured and Computed Stresses - Stringer 4 Midspan Bay 1.

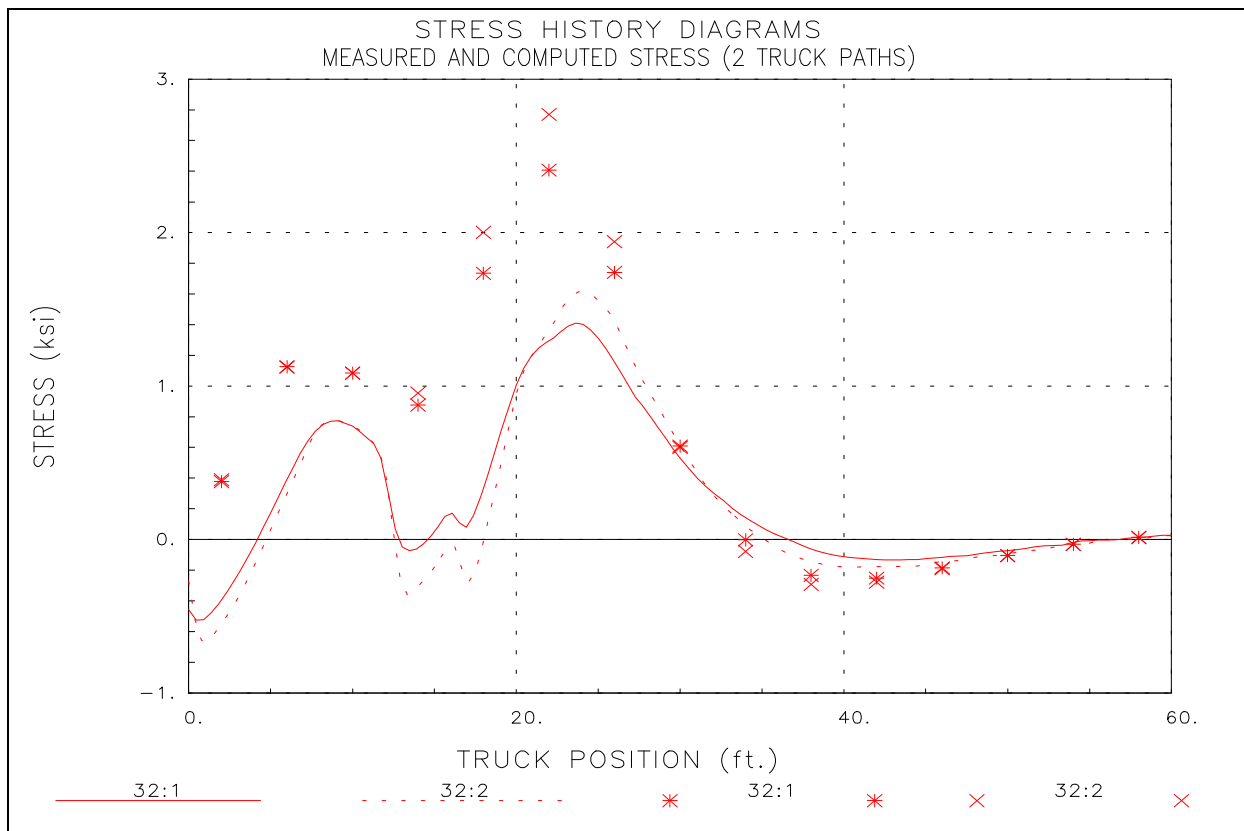


Figure 23 Measured and Computed Stresses - Stringer 5 Midspan Bay 1.

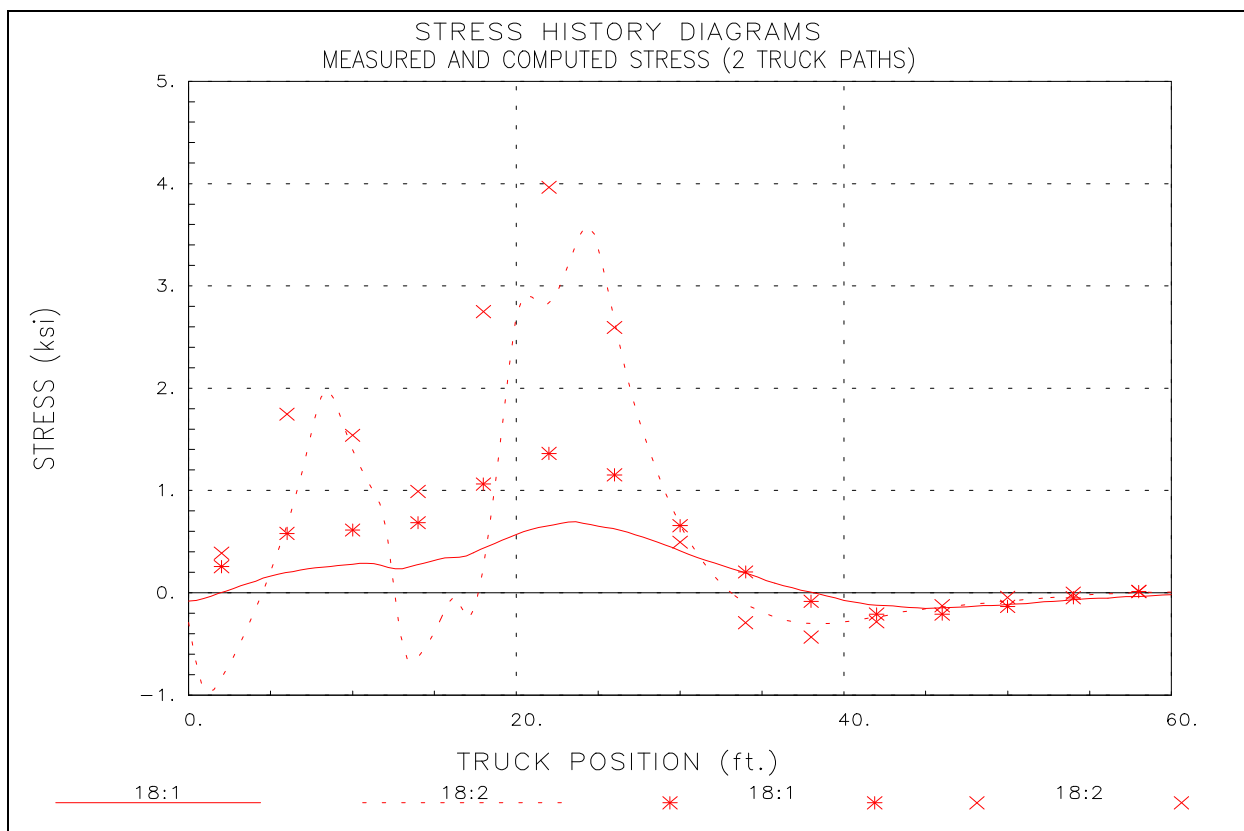


Figure 24 Measured and Computed Stresses - Stringer 6 Midspan Bay 1.

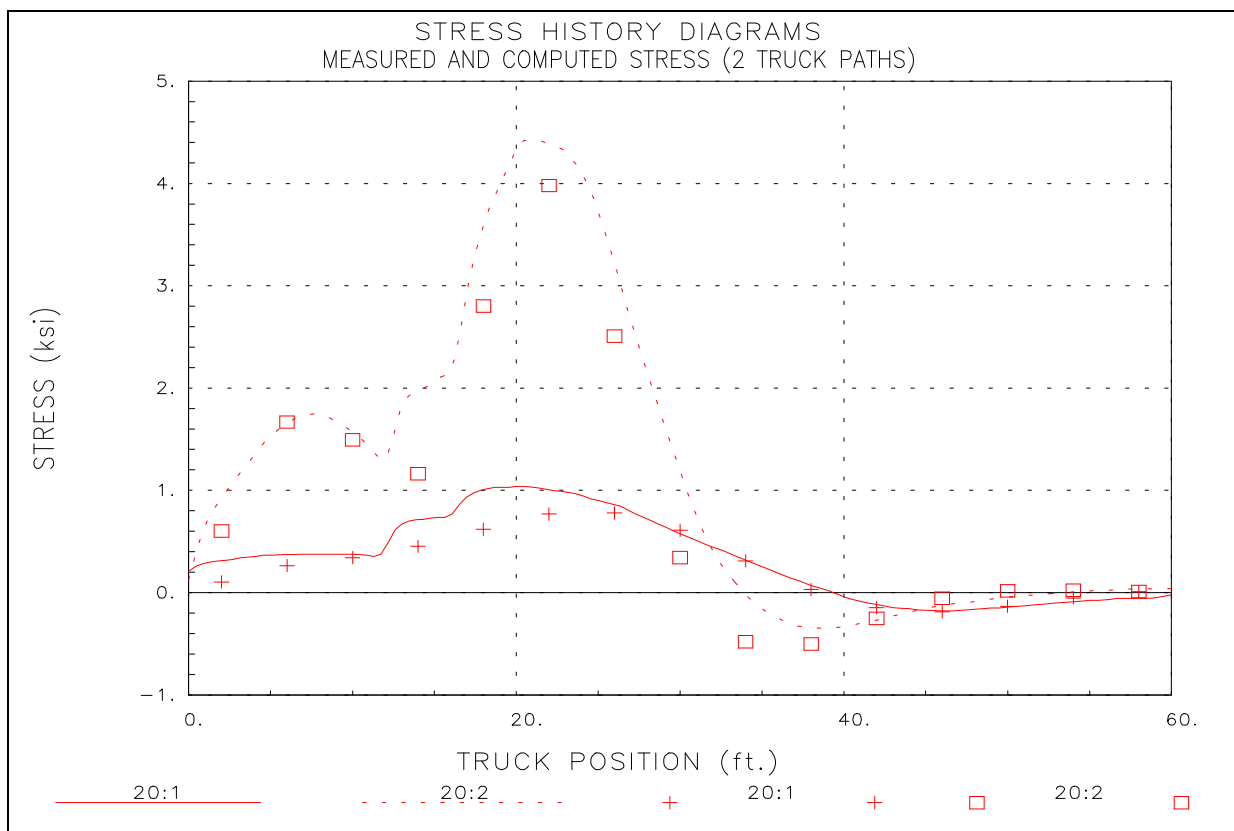


Figure 25 Measured and Computed Stresses - Stringer 7 Midspan Bay 1.

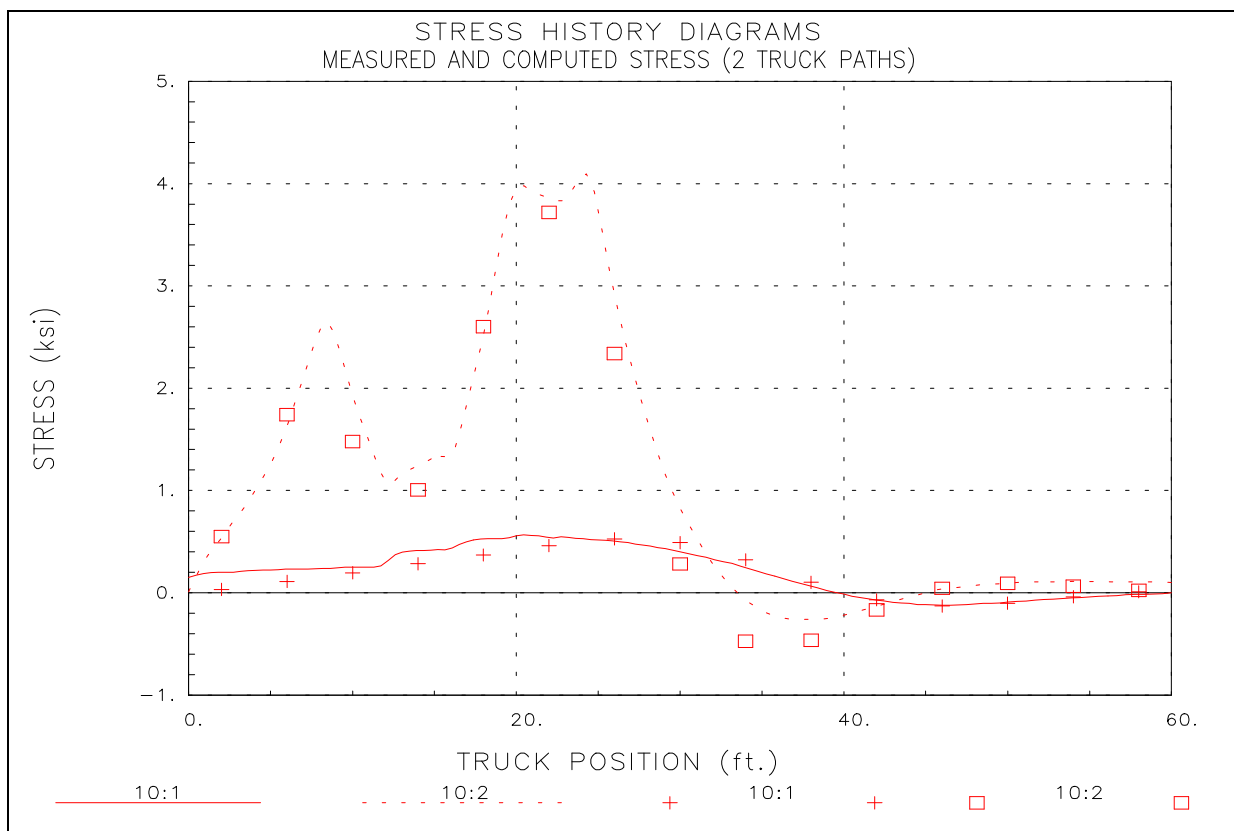


Figure 26 Measured and Computed Stresses - Stringer 8 Midspan Bay 1.

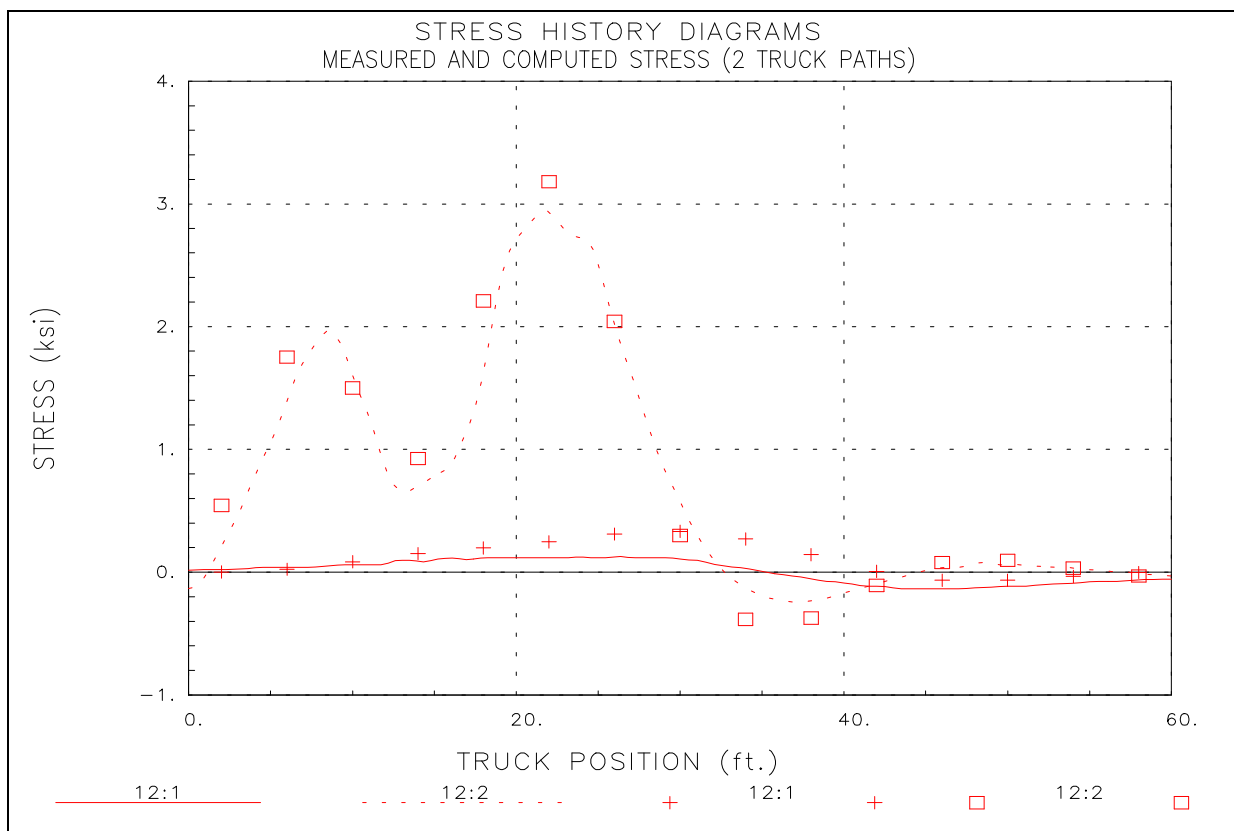


Figure 27 Measured and Computed Stresses - Stringer 9 Midspan Bay 1.

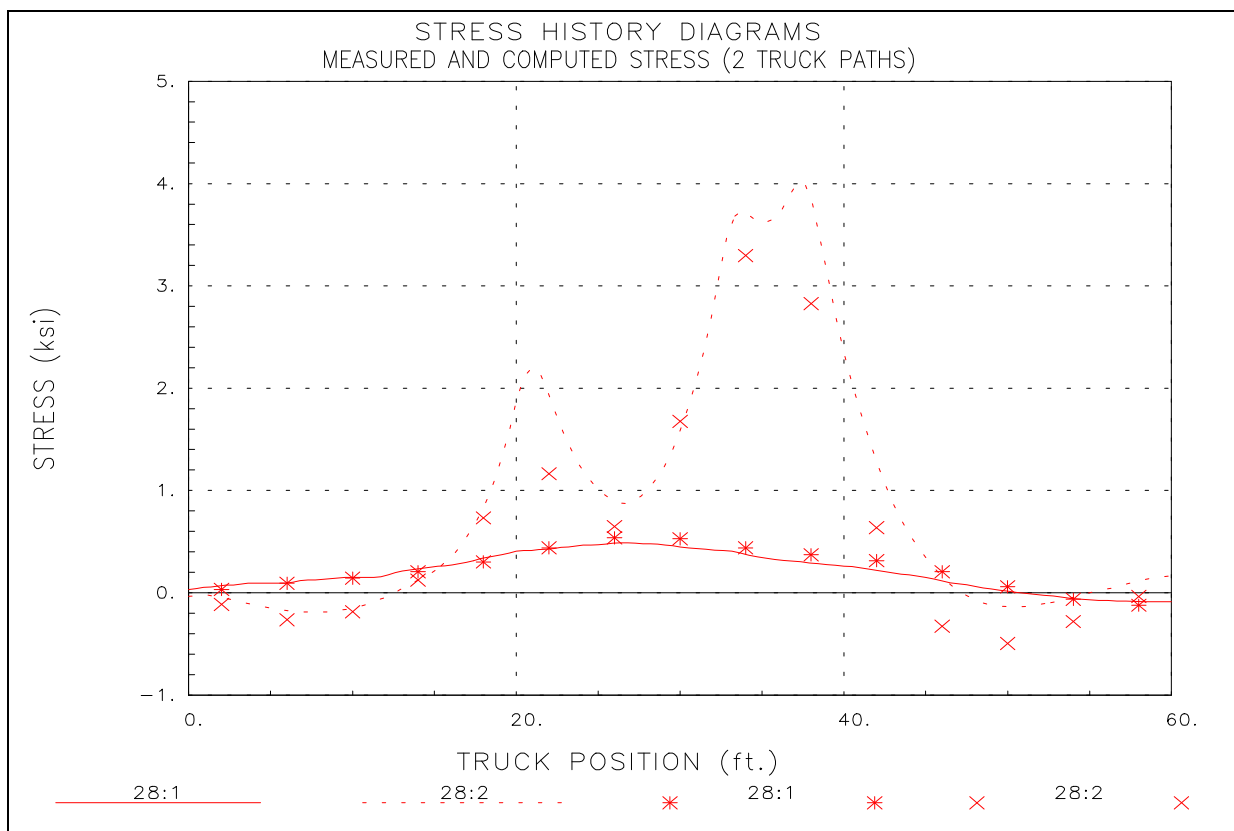


Figure 28 Measured and Computed Stresses - Stringer 7 Midspan Bay 2.

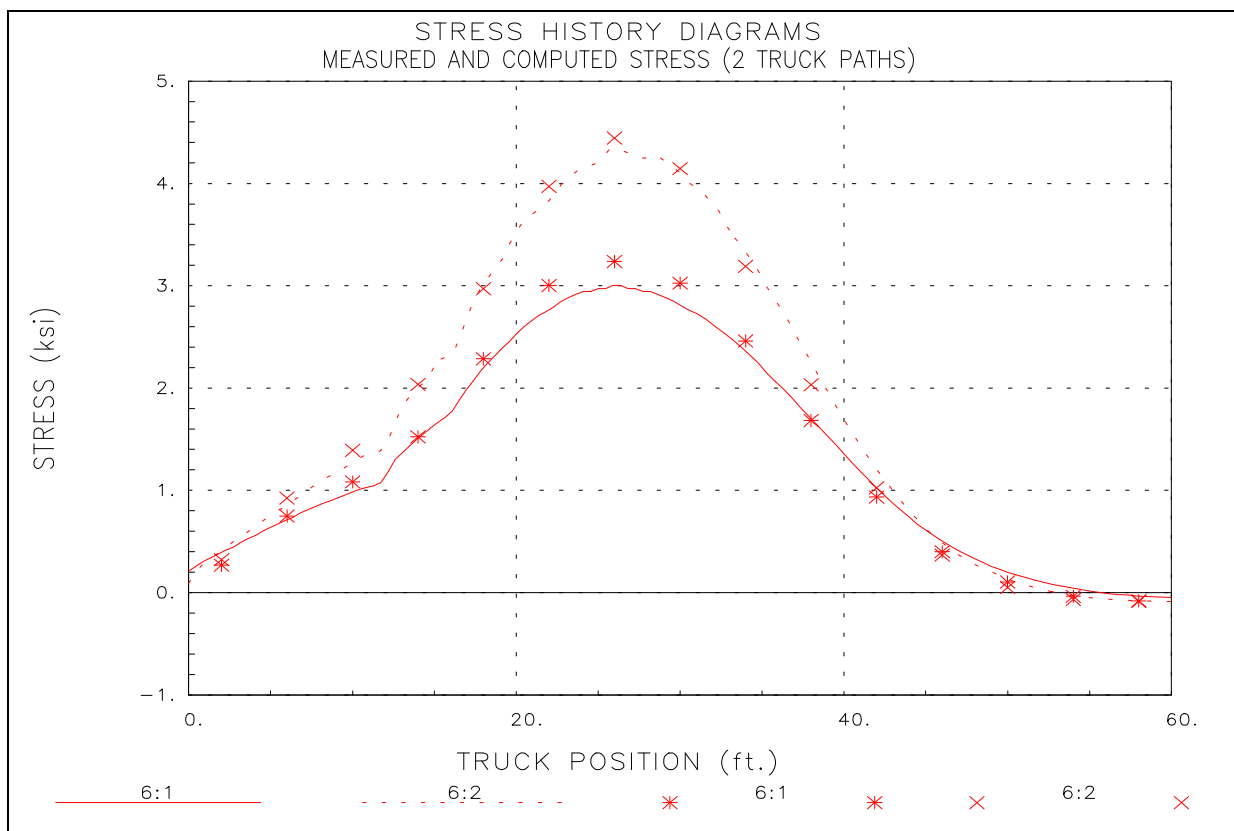


Figure 29 Measured and Computed Stresses - Floor Beam at Midspan.

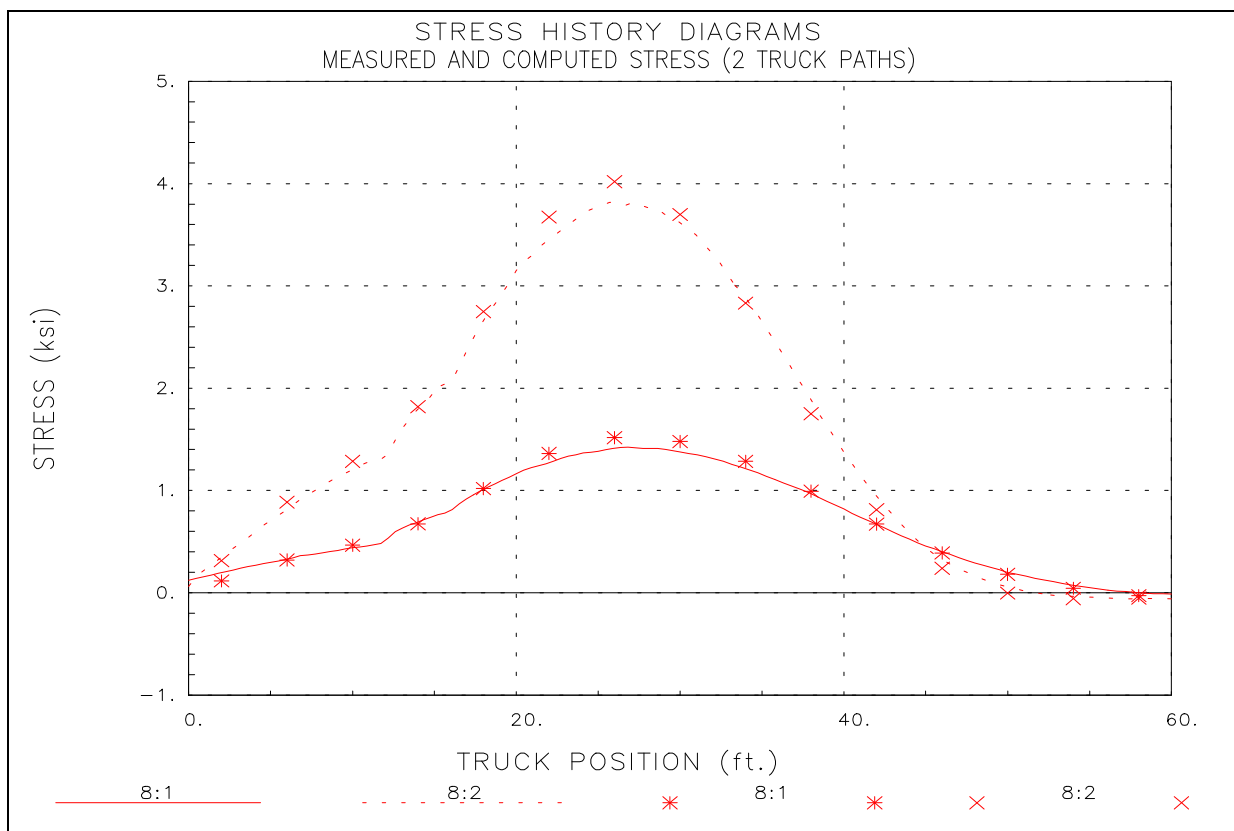


Figure 30 Measured and Computed Stresses - Floor Beam at Quarter Span.

Appendix A - Field Testing Procedures

The motivation for developing a relatively easy-to-implement field testing system was to allow short and medium span bridges to be tested on a routine basis. Original development of the hardware was started in 1988 at the University of Colorado under a contract with the Pennsylvania Department of Transportation (PennDOT). Subsequent to that project, the Integrated technique was refined on another study funded by the Federal Highway Administration (FHWA) in which 35 bridges located on the Interstate system throughout the country were tested and evaluated. Further refinement has been implemented over the last several years through testing and evaluating several more bridges, lock gates, and other structures.

The real key to being able to complete the field testing quickly is the use of strain transducers (rather than standard foil strain gages) that can be attached to the structural members in just a few minutes. These sensors were originally developed for monitoring dynamic strains on foundation piles during the driving process. They have been adapted for use in structural testing through special modifications, and have a 3 to 4 percent accuracy, and are periodically re-calibrated to NIST standards.

In addition to the strain sensors, the data acquisition hardware has been designed specifically for field use through the use of rugged cables and military-style connectors. This allows quick assembly of the system and keeps bookkeeping to a minimum. The analog-to-digital converter (A/D) is an off-the-shelf-unit, but all signal conditioning, amplification, and balancing hardware has been specially designed for structural testing. The test software has been written to allow easy configuration (test length, etc.) and operation. The end result is a system that can be used by people other than computer experts or electrical engineers. Other enhancements include the use of a remote-control position indicator. As the test vehicle crosses the structure, one of the testing personnel walks along-side and depresses a button on the communication radio each time the front axle of the vehicle crosses one of the chalk lines laid out on the deck. This action sends a signal to the strain measurement system which receives it and puts a mark in the data. This allows the field strains to be compared to analytical strains as a function of vehicle position, not only as a function of time.

The use of a moving load as opposed to placing the truck at discrete locations has two major benefits. First, the testing can be completed much quicker, meaning there is less impact on traffic. Second, and more importantly, much more information can be obtained (both quantitative and qualitative). Discontinuities or unusual responses in the strain histories, which are often signs of distress, can be easily detected. Since the load position is monitored as well, it is easy to determine what loading conditions cause the observed effects. If readings are recorded only at discrete truck locations, the risk of losing information between the points is great. The advantages of continuous readings have been proven over and over again.

The following list of procedures have been reproduced from the BDI Structural Testing System (STS) Operation Manual. This outline is intended to describe the general procedures used for completing a successful field test on a highway bridge using the BDI-STs. Other types of structures can be tested as well with only slight deviations from the directions given here.

Once a tentative instrumentation plan has been developed for the structure in question, the strain transducers must be attached and the STS prepared for running the test.

Attaching Strain Transducers

There are two methods for attaching the strain transducers to the structural members: C-clamping or with tabs and adhesive. For steel structures, quite often the transducers can be clamped directly to the steel flanges of rolled sections or plate girders. If significant lateral bending is assumed to be present, then one transducer may be clamped to each edge of the flange. If the transducer is to be clamped, insure that the clamp is centered over the mounting holes. In general, the transducers can be clamped directly to painted surfaces. However, if the surface being clamped to is rough or has very thick paint, it should be cleaned first with a grinder. The alternative to clamping is the tab attachment method outlined below.

1. Place two tabs in mounting jig. Place transducer over mounts and tighten the 1/4-20 nuts until they are snug (approximately 50 in-lb.). This procedure allows the tabs to be mounted without putting stress on the transducer itself. When attaching transducers to R/C members, transducer extensions are used to obtain a longer gage length. In this case the extension is bolted to one end of the transducer and the tabs are bolted to the free ends of the transducer and the extension.
2. Mark the centerline of the transducer location on the structure. Place marks 1-1/2 inches on either side of the centerline and using a hand grinder, remove paint or scale from these areas. If attaching to concrete, lightly grind the surface to remove any scale. If the paint is quite thick, use a chisel to remove most of it before grinding.
3. Very lightly grind the bottom of the transducer tabs to remove any oxidation or other contaminants.
4. Apply a thin line of adhesive to the bottom of each transducer tab.
5. Spray each tab and the contact area on the structural member with the adhesive accelerator.
6. Mount transducer in its proper location and apply a light force to the tabs (not the center of the transducer) for approximately 10 seconds.

If the above steps are followed, it should be possible to mount each transducer in approximately five minutes. When the test is complete, *carefully* loosen the 1/4-20 nuts from the tabs and remove transducer. If one is not careful, the tab will pop loose from the structure and the transducer may be damaged. Use vice grips to remove the tabs from the structure.

Assembly of System

Once the transducers have been mounted, they should be connected into an STS unit. The STS units should be placed near the transducer locations in such a manner to allow four transducers to be plugged in. Each STS unit can be easily clamped to the bridge girders. If the structure is concrete and no flanges are available to set the STS units on, transducer tabs glued to the structure and plastic zip-ties or small wire can be used to hold them up. Since the transducers will identify themselves to the system, there is no special order that they must follow. The only information that must be recorded is the transducer serial number and its location on the structure. Large cables are provided which can be connected between the STS units. The maximum length between STS units is 50ft (15m). If several gages are in close proximity to each other, then the STS units can be plugged directly to each other without the use of a cable. All connectors will "click" when the connection has been completed properly.

Once all of the STS units have been connected in series, one cable must be run and connected to the power supply located near the PC. Connect the 9-pin serial cable between the computer and the power supply. The position indicator is then assembled and the system connected to a power source (either 12VDC or 120-240AC). The system is now ready to acquire data.

Performing Load Test

The general testing sequence is as follows:

1. Transducers are mounted and the system is connected together and turned on.
2. The deck is marked out for each truck pass. Locate the point on the deck directly above the first bearing for one of the fascia beams. If the bridge is skewed, the first point encountered from the direction of travel is used and an imaginary line extended across and normal to the roadway as shown in Figure 31. All tests are started from this line. In order to track the position of the loading vehicle on the bridge during the test, an X-Y coordinate system, with the origin at the selected reference point is laid out. Longitudinal marks are placed with chalk powder the length of the bridge in even increments. For spans less than 100-ft (30.5-m), 10-ft (3.05-m) increments are used, although for very short spans, use 5-ft (1.5-m). For longer spans, marks are placed at 20-foot (6.1-m) intervals. This is done for each lane that the truck travels over. A typical deck layout is shown in Figure 31.

In addition to monitoring the longitudinal position, the vehicle's transverse position must be known. The transverse truck position is kept uniform by first aligning the truck in the center of the lane where it would normally travel at highway speed. Next, a chalk mark is made on the deck locating the transverse location of the driver's side front wheel. By making a measurement from this mark to the reference point, the transverse ("Y") position of the truck is always known. The truck is aligned on this mark for all subsequent tests in this lane. For two lane bridges with shoulders, tests are run on the shoulder (driver's side front wheel along the white line) and in the center of each lane. If the bridge has only two lanes and very little shoulder, tests are run in the center of each lane only. If the purpose of the test is to calibrate a computer model, it is sometimes more convenient to simply use the lane lines as guides since it

is easier for the driver to maintain a constant lateral position. Responses due to critical truck positions are then obtained by the analysis.

The driver is instructed that the test vehicle must be kept in the proper location on the bridge. For example, the left front wheel needs to be kept on the white line for the shoulder tests. Another important item is that the vehicle maintain a constant rate of speed during the entire test.

Two more pieces of information are then needed: the axle weights and dimensions of the test vehicle. The axle weights are generally provided by the driver, who stops at a local scale. However, a weight enforcement team can use portable scales and weigh the truck at the bridge site. Wheel base and axle width dimensions are made with a tape measure and recorded.

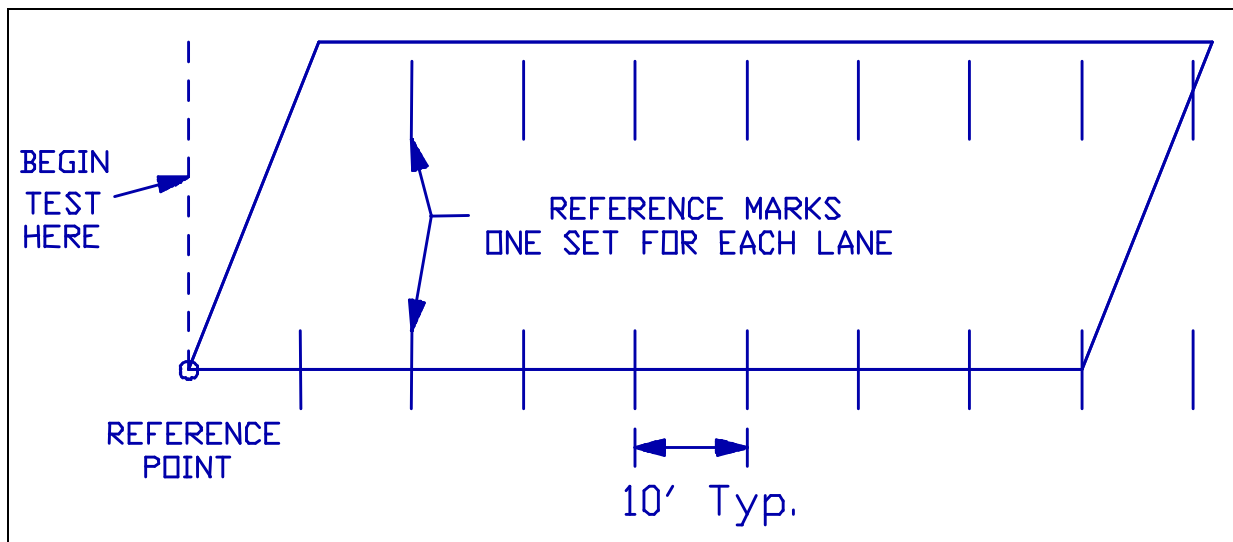


Figure 31 Typical Deck Layout for Load Position Monitoring

3. The program is started and the number of channels indicated is verified. If the number of channels indicated do not match the number of channels actually there, a malfunction has occurred and must be corrected before testing commences.
4. The transducers are initialized (zeroed out) with the Balance option. If a transducer cannot be initialized, it should be inspected to ensure that it has not been damaged.
5. The desired test length, sample rate, and output file name are selected. In general, a longer test time than the actual event is selected. For most bridge tests, a one or two-minute test length will suffice since the test can be stopped as soon as the truck crosses completely over the structure.
6. To facilitate presenting data as a function of load position, rather than time, two items describing the PI information must be defined. The starting position and PI interval distance allow the data to be plotted using position coordinates that are consistent with a numeric analysis. The starting position refers to the longitudinal position of the load vehicle in the model coordinate system when the data recording is started. The interval distance(s) is the distance between position marks using the units and sign convention of the coordinate system. Typically, all of the intervals are defined with the

same length, however, in some cases this may not be possible and some other reference points must be used. The distance between each position mark can be defined. It is important that this information be clearly defined in the field notes.

7. If desired, the Monitor option can be used to verify transducer output during a trial test. Also, it is useful to run a Position Indicator (PI) test while in Monitor to ensure that the clicks are being received properly.
8. When all parties are ready to commence the test, the Run Test option is selected which places the system in an activated state. When the PI is first depressed, the test will start. Also, the PI is depressed each time the front axle crossed a chalk mark. The PI operator should either ride on the truck sidestep or walk beside the truck as it crosses the bridge. An effort should be made to get the truck across with no other traffic on the bridge. There should be no talking over the radios during the test as a "position" will be recorded each time the microphones are activated.
9. When the test has been completed and the system is still recording data, hit "S" to stop collecting data and finish writing the recorded data to disk. If the data files are large, they can be compressed and copied to floppy disk.
10. It is important to record the field notes very carefully. Having data without knowing where it was recorded can be worse than having no data at all. Transducer location and serial numbers must be recorded accurately. All future data handling in BDI-GRF is then accomplished by keying on the transducer number. This system has been designed to eliminate the need to track channel numbers by keeping this process in the background. However, the STS unit and the transducer's connector number are recorded in the data file if needed for future hardware evaluations.

Appendix B - Modeling and Analysis: The Integrated Approach

Introduction

In order for load testing to be a practical means of evaluating short- to medium-span bridges, it is apparent that testing procedures must be economic to implement in the field and the test results translatable into a load rating. A well-defined set of procedures must exist for the field applications as well as for the interpretation of results. An evaluation approach based on these requirements was first developed at the University of Colorado during a research project sponsored by the Pennsylvania Department of Transportation (PennDOT). Over several years, the techniques originating from this project have been refined and expanded into a complete bridge rating system.

The ultimate goal of the Integrated approach is to obtain realistic rating values for highway bridges in a cost effective manner. This is accomplished by measuring the response behavior of the bridge due to a known load and determining the structural parameters that produce the measured responses. With the availability of field measurements, many structural parameters in the analytical model can be evaluated that are otherwise conservatively estimated or ignored entirely. Items that can be quantified through this procedure include the effects of structural geometry, effective beam stiffnesses, realistic support conditions, effects of parapets and other non-structural components, lateral load transfer capabilities of the deck and transverse members, and the effects of damage or deterioration. Often, bridges are rated poorly because of inaccurate representations of the structural geometry or because the material and/or cross-sectional properties of main structural elements are not well defined. A realistic rating can be obtained, however, when all of the relevant structural parameters are defined and implemented in the analysis process.

One of the most important phases of this approach is a qualitative evaluation of the raw field data. Much is learned during this step to aid in the rapid development of a representative model.

Initial Data Evaluation

The first step in structural evaluation consists of a visual inspection of the data in the form of graphic response histories. Graphic software was developed to display the raw strain data in various forms. Strain histories can be viewed in terms of time or truck position. Since strain transducers are typically placed in pairs, neutral axis measurements, curvature responses, and strain averages can also be viewed. Linearity between the responses and load magnitude can be observed by the continuity in the strain histories. Consistency in the neutral axis measurements from beam to beam and as a function of load position provides great insight into the nature of the bridge condition. The direction and relative magnitudes of flexural responses along a beam line are useful in determining if end restraints play a significant role in the response behavior. In general, the initial data inspection provides the engineer with information concerning modeling requirements and can help locate damaged areas.

Having strain measurements at two depths on each beam cross-section, flexural curvature and the location of the neutral axis can be computed directly from the field

data. Figure 32 illustrates how curvature and neutral axis values are computed from the strain measurements.

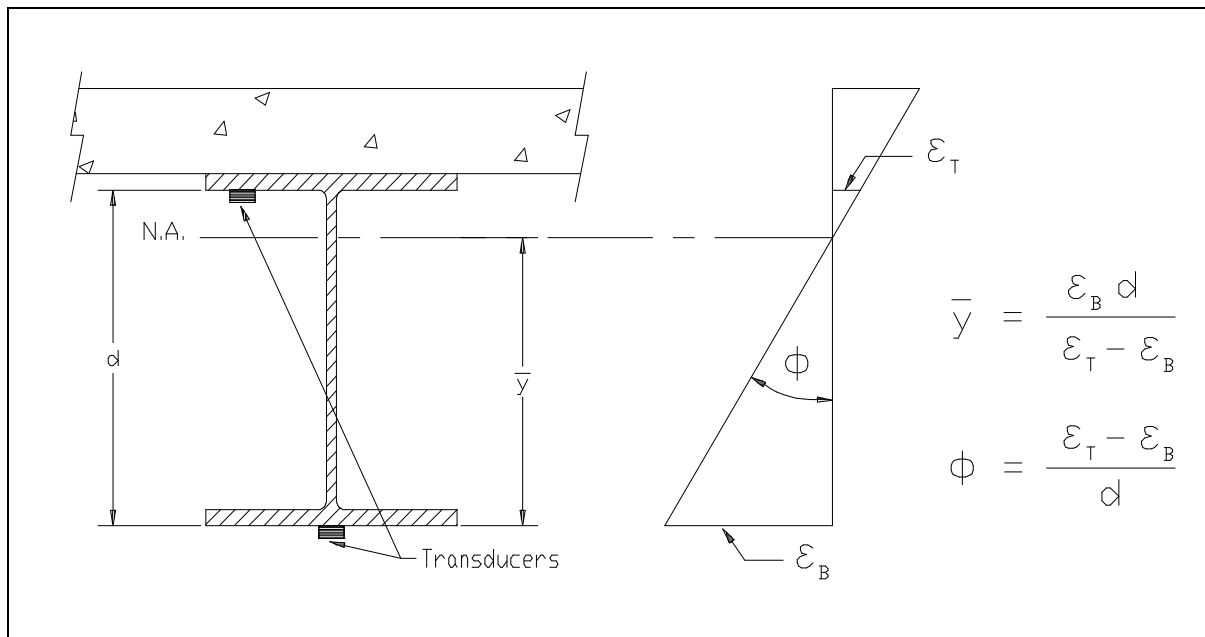


Figure 32 Illustration of Neutral Axis and Curvature Calculations

The consistency in the N.A. values between beams indicate the degree of consistency in beam stiffnesses. Also, the consistency of the N.A. measurement on a single beam as a function of truck position provides a good quality check for that beam. If for some reason a beam's stiffness changes with respect to the applied moment (i.e. loss of composite action or loss of effective flange width due to a deteriorated deck), it will be observed by a shift in the N.A. history.

Since strain values are translated from a function of time into a function of vehicle position on the structure and the data acquisition channel and the truck position tracked, a considerable amount of book keeping is required to perform the strain comparisons. In the past, this required manipulation of result files and spreadsheets which was tedious and a major source of error. This process is now performed automatically by the software and all of the information can be verified visually.

Finite Element Modeling and Analysis

The primary function of the load test data is to aid in the development of an accurate finite element model of the bridge. Finite element analysis is used because it provides the most general tool for evaluating various types of structures. Since a comparison of measured and computed responses is performed, it is necessary that the analysis be able to represent the actual response behavior. This requires that actual geometry and boundary conditions be realistically represented. In maintaining reasonable modeling efforts and computer run times, a certain amount of simplicity is also required, so a planar grid model is generated for most structures and linear-elastic responses are assumed. A grid of frame elements is assembled in the same geometry as the actual structure. Frame elements represent the longitudinal and transverse members of the bridge. The load transfer characteristics of the deck are provided by attaching plate elements to the grid. When end restraints are determined to be present, elastic spring

elements having both translational and rotational stiffness terms are inserted at the support locations.

Loads are applied in a manner similar to the actual load test. A model of the test truck, defined by a two-dimensional group of point loads, is placed on the structure model at discrete locations along the same path that the test truck followed during the load test. Gage locations identical to those in the field are also defined on the structure model so that strains can be computed at the same locations under the same loading conditions.

Model Correlation and Parameter Modifications

The accuracy of the model is determined numerically by the analysis using several statistical relationships and through visual comparison of the strain histories. The numeric accuracy values are useful in evaluating the effect of any changes to the model, where as the graphical representations provide the engineer with the best perception for why the model is responding differently than the measurements indicate. Member properties that cannot be accurately defined by conventional methods or directly from the field data are evaluated by comparing the computed strains with the measured strains. These properties are defined as variable and are evaluated such that the best correlation between the two sets of data is obtained. It is the engineer's responsibility to determine which parameters need to be refined and to assign realistic upper and lower limits to each parameter. The evaluation of the member property is accomplished with the aid of a parameter identification process (optimizer) built into the analysis. In short, the process consists of an iterative procedure of analysis, data comparison, and parameter modification. It is important to note that the optimization process is merely a tool to help evaluate various modeling parameters. The process works best when the number of parameters is minimized and reasonable initial values are used.

During the optimization process, various error values are computed by the analysis program that provide quantitative measure of the model accuracy and improvement. The error is quantified in four different ways, each providing a different perspective of the model's ability to represent the actual structure; an absolute error, a percent error, a scale error and a correlation coefficient.

The **absolute error** is computed from the absolute sum of the strain differences. Algebraic differences between the measured and theoretical strains are computed at each gage location for each truck position used in the analysis, therefore, several hundred strain comparisons are generally used in this calculation. This quantity is typically used to determine the relative accuracy from one model to the next and to evaluate the effect of various structural parameters. It is used by the optimization algorithm as the objective function to minimize. Because the absolute error is in terms of micro-strain ($m\epsilon$) the value can vary significantly depending on the magnitude of the strains, the number of gages and number of different loading scenarios. For this reason, it has little conceptual value except for determining the relative improvement of a particular model.

A **percent error** is calculated to provide a better qualitative measure of accuracy. It is computed as the sum of the strain differences squared divided by the sum of the measured strains squared. The terms are squared so that error values of different sign will not cancel each other out, and to put more emphasis on the areas with higher strain

magnitudes. A model with acceptable accuracy will usually have a percent error of less than 10%.

The **scale error** is similar to the percent error except that it is based on the maximum error from each gage divided by the maximum strain value from each gage. This number is useful because it is based only on strain measurements recorded when the loading vehicle is in the vicinity of each gage. Depending on the geometry of the structure, the number of truck positions, and various other factors, many of the strain readings are essentially negligible. This error function uses only the most relevant measurement from each gage.

Another useful quantity is the **correlation coefficient** which is a measure of the linearity between the measured and computed data. This value determines how well the shape of the computed response histories match the measured responses. The correlation coefficient can have a value between 1.0 (indicating a perfect linear relationship) and -1.0 (exact opposite linear relationship). A good model will generally have a correlation coefficient greater than 0.90. A poor correlation coefficient is usually an indication that a major error in the modeling process has occurred. This is generally caused by poor representations of the boundary conditions or the loads were applied incorrectly (i.e. truck traveling in wrong direction).

The following table contains the equations used to compute each of the statistical error values:

Table 8. Error Functions

ERROR FUNCTION	EQUATION
Absolute Error	$\sum \epsilon_m - \epsilon_c $
Percent Error	$\sum (\epsilon_m - \epsilon_c)^2 / \sum (\epsilon_m)^2$
Scale Error	$\frac{\sum \max \epsilon_m - \epsilon_c _{gage}}{\sum \max \epsilon_m _{gage}}$
Correlation Coefficient	$\frac{\sum (\epsilon_m - \overline{\epsilon_m})(\epsilon_c - \overline{\epsilon_c})}{\sum \sqrt{(\epsilon_m - \overline{\epsilon_m})^2 (\epsilon_c - \overline{\epsilon_c})^2}}$

In addition to the numerical comparisons made by the program, periodic visual comparisons of the response histories are made to obtain a conceptual measure of accuracy. Again, engineering judgment is essential in determining which parameters should be adjusted so as to obtain the most accurate model. The selection of adjustable parameters is performed by determining what properties have a significant effect on the strain comparison and determining which values cannot be accurately estimated through conventional engineering procedures. Experience in examining the data comparisons is helpful, however, two general rules apply concerning model refinement. When the shapes of the computed response histories are similar to the measured strain records but the

magnitudes are incorrect this implies that member stiffnesses must be adjusted. When the shapes of the computed and measured response histories are not very similar then the boundary conditions or the structural geometry are not well represented and must be refined.

In some cases, an accurate model cannot be obtained, particularly when the responses are observed to be non-linear with load position. Even then, a great deal can be learned about the structure and intelligent evaluation decisions can be made.

Appendix C - Load Rating Procedures

For borderline bridges (those that calculations indicate a posting is required), the primary drawback to conventional bridge rating is an oversimplified procedure for estimating the load applied to a given beam (i.e. wheel load distribution factors) and a poor representation of the beam itself. Due to lack of information and the need for conservatism, material and cross-section properties are generally over-estimated and beam end supports are assumed to be simple when in fact even relatively simple beam bearings have a substantial effect on the midspan moments. Inaccuracies associated with conservative assumptions are compounded with complex framing geometries. From an analysis standpoint, the goal here is to generate a model of the structure that is capable of reproducing the measured strains. Decisions concerning load rating are then based on the performance of the model once it is proven to be accurate.

The main purpose for obtaining an accurate model is to evaluate how the bridge will respond when standard design loads, rating vehicles or permit loads are applied to the structure. Since load testing is generally not performed with all of the vehicles of interest, an analysis must be performed to determine load-rating factors for each truck type. Load rating is accomplished by applying the desired rating loads to the model and computing the stresses on the primary members. Rating factors are computed using the equation specified in the AASHTO Manual for Condition Evaluation of Bridges - see Equation (2).

It is important to understand that diagnostic load testing and the integrated approach are most applicable to obtaining Inventory (service load) rating values. This is because it is assumed that all of the measured and computed responses are linear with respect to load. The integrated approach is an excellent method for estimating service load stress values but it generally provides little additional information regarding the ultimate strength of particular structural members. Therefore, operating rating values must be computed using conventional assumptions regarding member capacity. This limitation of the integrated approach is not viewed as a serious concern, however, because load responses should never be permitted to reach the inelastic range.

Operating and/or Load Factor rating values must also be computed to ensure a factor of safety between the ultimate strength and the maximum allowed service loads. The safety to the public is of vital importance but as long as load limits are imposed such that the structure is not damaged then safety is no longer an issue.

Following is an outline describing how field data is used to help in developing a load rating for the superstructure. These procedures will only complement the rating process, and must be used with due consideration to the substructure and inspection reports.

1. **Preliminary Investigation:** Verification of linear and elastic behavior through continuity of strain histories, locate neutral axis of flexural members, detect moment resistance at beam supports, qualitatively evaluate behavior.

2. **Develop representative model:** Use graphic pre-processors to represent the actual geometry of the structure, including span lengths, girder spacing, skew, transverse members, and deck. Identify gage locations on model identical to those applied in the field.
3. **Simulate load test on computer model:** Generate 2-dimensional model of test vehicle and apply to structure model at discrete positions along same paths defined during field tests. Perform analysis and compute strains at gage location for each truck position.
4. **Compare measured and initial computed strain values:** Various global and local error values at each gage location are computed and visual comparisons made with post-processor.
5. **Evaluate modeling parameters:** Improve model based on data comparisons. Engineering judgment and experience is required to determine which variables are to be modified. A combination of direct evaluation techniques and parameter optimization are used to obtain a realistic model. General rules have been defined to simplify this operation.
6. **Model evaluation:** In some cases it is not desirable to rely on secondary stiffening effects if it is likely they will not be effective at higher load levels. It is beneficial, though, to quantify their effects on the structural response so that a representative computer model can be obtained. The stiffening effects that are deemed unreliable can be eliminated from the model prior to the computation of rating factors. For instance, if a non-composite bridge is exhibiting composite behavior, then it can conservatively be ignored for rating purposes. However, if it has been in service for 50 years and it is still behaving compositely, chances are that very heavy loads have crossed over it and any bond-breaking would have already occurred. Therefore, probably some level of composite behavior can be relied upon. When unintended composite action is allowed in the rating, additional load limits should be computed based on an allowable shear stress between the steel and concrete and an ultimate load of the non-composite structure.
7. **Perform load rating:** Apply HS-20 and/or other standard design, rating and permit loads to the calibrated model. Rating and posting load configuration recommended by AASHTO are shown in Figure 33. The same rating equation specified by the **AASHTO - Manual for the Condition Evaluation of Bridges** is applied:

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)} \quad (2)$$

where:

- RF = Rating Factor for individual member.
- C = Member Capacity.
- D = Dead-Load effect.
- L = Live-Load effect.
- A_1 = Factor applied to dead-load.
- A_2 = Factor applied to live-load.
- I = Impact effect, either AASHTO or measured.

The only difference between this rating technique and standard beam rating programs is that a more realistic model is used to determine the dead-load and live-load effects. Two-dimensional loading techniques are applied because wheel load distribution factors are not applicable to a planar model. Stress envelopes are generated for several truck paths, envelopes for paths separated by normal lane widths are combined to determine multiple lane loading effects.

8. **Consider other factors:** Other factors such as the condition of the deck and/or substructure, traffic volume, and other information in the inspection report should be taken into consideration and the rating factors adjusted accordingly.

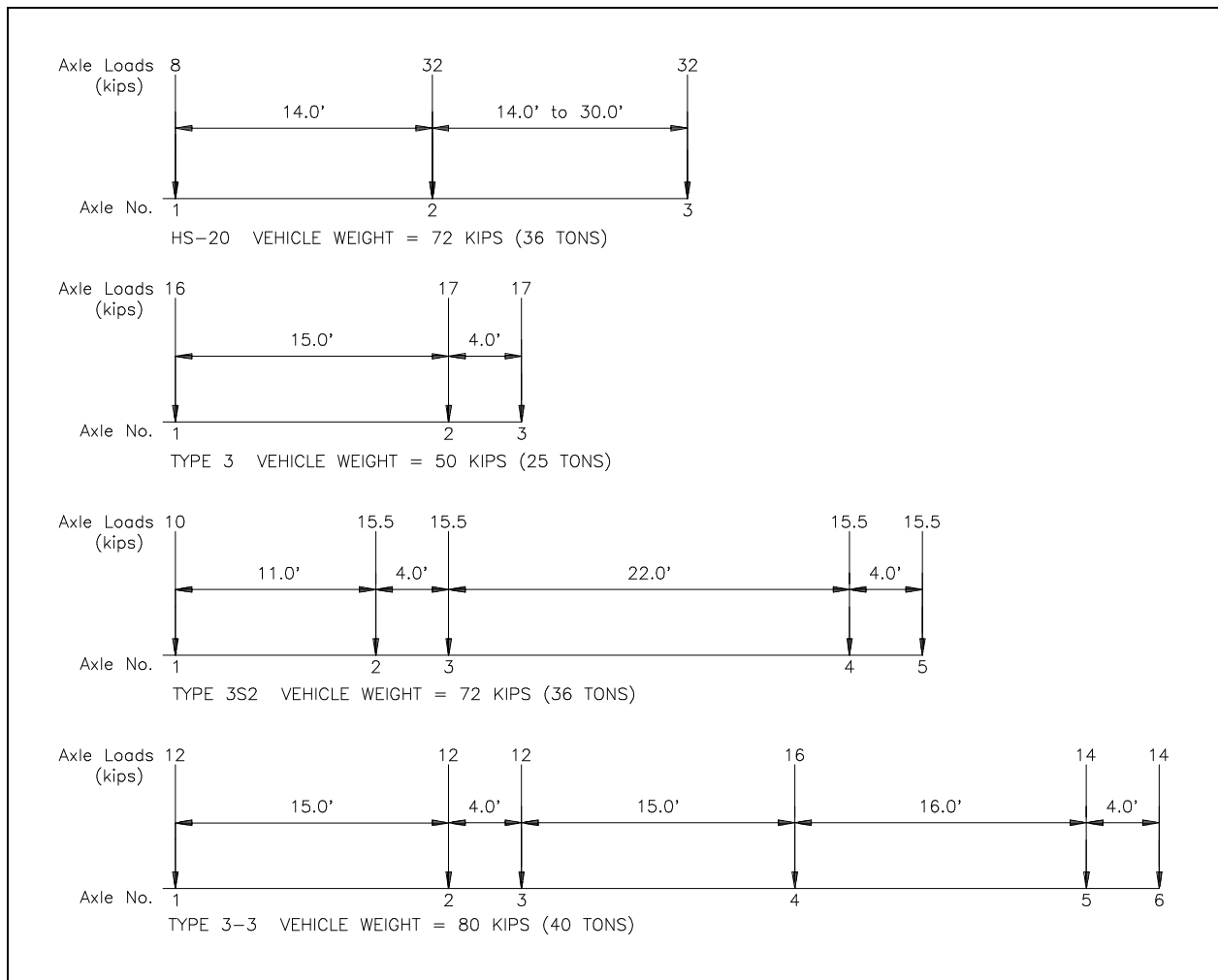


Figure 33 AASHTO rating and posting load configurations.

Appendix D - References

AASHTO (1989). "Standard Specification for Highway Bridges." Washington,D.C.

AASHTO, (1994). "Manual for the Condition Evaluation of Bridges", Washington,D.C.

Commander,B., (1989). "An Improved Method of Bridge Evaluation: Comparison of Field Test Results with Computer Analysis." Master Thesis, University of Colorado, Boulder, CO.

Gerstle, K.H., and Ackroyd,M.H. (1990). "*Behavior and Design of Flexibly-Connected Building Frames*." Engineering Journal, AISC, 27(1),22-29.

Goble,G., Schulz,J., and Commander,B. (1992). "Load Prediction and Structural Response." Final Report, FHWA DTFH61-88-C-00053, University of Colorado, Boulder, CO.

Lichtenstein,A.G.(1995). "Bridge Rating Through Nondestructive Load Testing." Technical Report, NCHRP Project 12-28(13)A.

Schulz,J.L. (1989). "Development of a Digital Strain Measurement System for Highway Bridge Testing." Masters Thesis, University of Colorado, Boulder, CO.

Schulz,J.L. (1993). "In Search of Better Load Ratings." *Civil Engineering*, ASCE 63(9),62-65.