

(22) 多径間連続橋の設計について

首都高速道路公団 海老根 昭
同 宮前 敏
同 秋元 泰輔
同 ○ 中川 誠志

1 まえがき

これまでの高速道路高架橋の構造をみると単純桁橋が多いがこのような構造において必然的に伸縮継手の数が多くなり、走行性が阻害されまた継手部から発生する騒音や振動などが特に都市部で問題とされることが多くなりまた、このような問題の解決法のひとつとして連続径間数とみやりたいいわゆる多径間連続橋の構造形式を採用することと考えられ、首都高速葛飾川口線ではこのような観点からいわゆる多径間連続橋が2例計画設計された。これらの橋梁は全体橋長約500m、連続径間数10～12径間、その橋長および連続の径間数において我国では画期的と言える。本文ではこの多径間連続橋の設計概要をのべるとともに設計上の問題点およびその処理における基本的考え方について述べる。

2 多径間連続橋の形式

多径間連続橋では上部桁の構造を全橋長にわたって一体となったものととし、それを各橋脚上の支承に受けけることになる。このような多径間連続橋を実現するには図-1に示すようにいくつかの方法が考えられる。図-1(a)は地震時水平力を特定の固定橋脚に集中させ他の橋脚は全て可動とするいわゆる集中方式であるが橋長

が大きい場合は固定橋脚の断面が大きくなるため橋長に制限を受ける。これに対し地震力を各橋脚に分散させる分散方式が

考えられる。(b)はタンパー等の特殊支承を用いて地震力を分散させ、温度力については自由に橋の変位を許し解放し置くものである。さらに(c)は各橋脚の可とう性によって温度力を解放し、地震力を各橋脚に分散させる柔橋脚方式であり、本文で対象とする多径間連続橋はこの方式による。

このような柔橋脚方式では温度力と地震力をバランスさせるために橋脚の剛性配分をどのように定めるか設計上の重要な問題となる。このことは図-2をみるとよくわかる。図は仮想の多径間橋(各支間長約40m、鋼桁

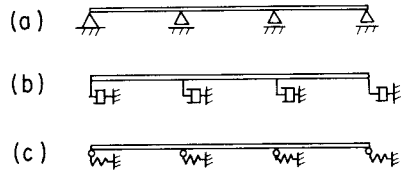


Fig.1 Type of Multi-span Continuous Bridge

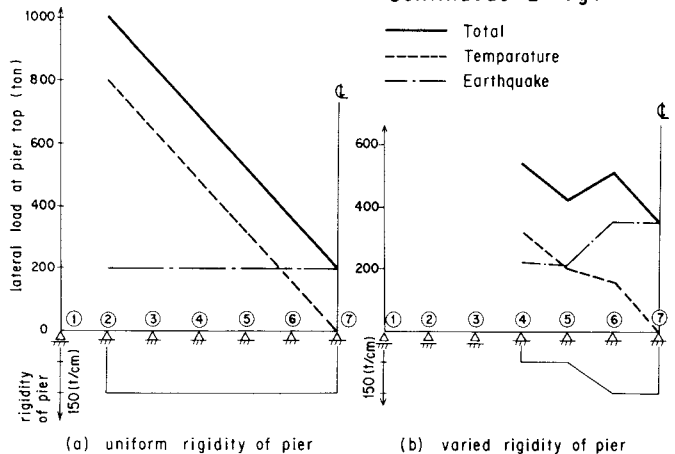


Fig.2 Effect of Rigidity of Pier on Lateral Load at Pier Top (Longitudinal)

(2径間連続) の上部工水平反力について2の試算例がある。図-2(a)は各橋脚の橋軸方向バネ係数が両端脚を除き全2150 t/m と均等バネを与えた場合である。地震力は各橋脚に均等に分担されるが上部桁の温度による水平力は端部橋脚に累加されて大きな水平力が作用することになる。そこで端部固定脚の負担を軽減するため図-2(b)では構造変異し2橋脚剛性と中央から端部にむけ2段階的に減少せしめた可動脚を追加する。その結果地震力は中央部の剛な脚に分担され、温度力は可動脚と柔橋脚の組み合わせでかなり解放される。こうすると地震+温度による合計水平力は固定脚にほぼ平均化し水理済的台橋脚設計が可能となる。このように柔橋脚方式では固定脚の剛性や可動脚の組み合わせなどが重要な要素となるがこれは連続径間数や橋長、上部桁や橋脚、基礎の構造特性などを総合的に判断して決められるものである。

本文で以下に示す多径間連続橋の設計例については上のような検討を経て設計が進められたが橋脚バネの観点からそれをより設計例の特徴とあげると次のようである。設計例-A(KS44工区)では鋼橋脚および場所打ち(φ15m)で支持されたフーチング基礎を有している。このときの橋脚バネは鋼橋脚部分の剛性により25と決まり、杭-地盤系の基礎バネの寄与率は小さい。ところが設計例B(KT38工区)の場合は橋脚はRC橋脚、基礎は大口径場所打ち(φ3.0m および 2.5m)によるハイルト形式を採用している。この基礎バネの橋脚全体バネに對する寄与率はかなり大きくなる。したがってこの場合は地盤と基礎との変形特性を的確に把握して設計に組みこむ必要がある。

3 鋼橋脚を用いた場合の多径間連続橋…設計例(A)

本橋は図-3に示すように10径間連続高架橋(各支間長50m, 全橋長500m)である。上部工は連続非对称鋼箱桁とし、また鋼橋脚の横梁は上部桁に組み込まれ一体となりこの上部構造を単柱2本式鋼橋脚が支持している。また基礎構造は削波のとうり場所打ちで支持されたフーチング基礎である。上部桁の支承条件は図-4に示すように両端橋脚で可動、他は全2固定としている。このような多径間連続橋の設計にみける設計上の問題点およびその対処方法について次に考察してみたい。

(i) 上部鋼桁設計に用いる温度変化の値

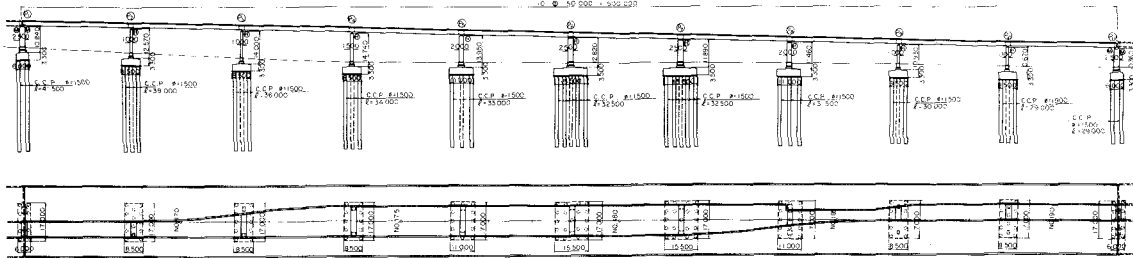


Fig. 3 General View of 10-span Continuous Bridge (Example-A)

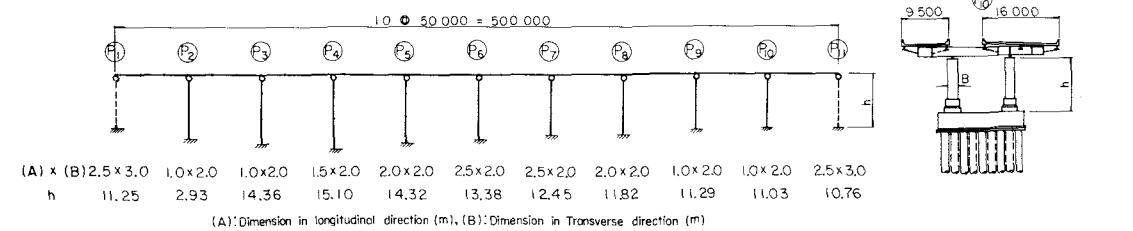


Fig. 4 Structural Model of Example-A

多径間連続橋では温度による上部工軸力下部工に大きく影響することを大々特徴である。したがって設計に用いる適正な温度変化幅について十分な検討をしておく必要がある。道路橋示方書では鋼橋に対する設計温度幅は正味 60°C とし、架設時の温度が不明の場合は $\pm 35^{\circ}\text{C}$ とせよとしている。一方本橋梁の架設地点である東京地方の気温エータと過去100年間に於ける2日最高 38.4°C 、日最低 -9.2°C (気象年鑑)また月平均日最高 31.0°C 、月最低 -0.4°C (理科年表)とせよと示方書の規定幅よりいくらか低いとみられる。一方設計に用いられる地震は約75年に1回生ずる程度の規模が想定され、この地震と温度が同時に生ずる確率は低いものと思われる。そこで本橋梁の設計では過去の気温エータを考慮し、図-6のような温度幅によって鋼桁の設計を行なった。

(ii) 温度変化時に考慮する床版断面模

上部鋼桁は非合成として設計されるが実際には床版と鋼桁はスラファランカーによって結合されているから温度変化時にはある程度合成断面として作用するものと思われる。この合成効果から下部工の設計にどのような影響を及ぼすために実際の橋脚断面を想定して上部工断面に考慮する床版の割合の橋脚曲げモーメントにおよぼす影響をしらべた。表-1はこの結果であるが、線膨張係数を鋼桁とコンクリートで受える場合を除くと、曲げモーメントは約5%の影響を及ぼすのみである。そこで実設計には床版面積100%を有効と考えることにした。このように下部工の設計には影響は少ないが床版自体の設計には重要な要素であると思われるので合成作用について引き続き検討するつもりである。

(iii) 橋脚バネに与える基礎バネの影響

橋脚頭部に於けるバネ係数は橋脚自身の可とう性と基礎部分の変位特性によって支配される。そこで本設計例のように鋼橋脚を用いた場合、抗基礎部分の変位特性の影響割合をしらべたのが図-5である。橋軸方向バネについて抗基礎部分と考慮した場合と無視した場合で月と比べて両者の差はみられない。このようなことから鋼橋脚を用いた多径間連続橋では橋脚下端を固定条件として橋脚部分のみのバネ係数を用いても実用的には十分であると思われる。なお本設計例地点での地盤は軟弱沖積地盤で抗の設計に用いる K 値は低い値を採用している。

以上のような問題点を処理によって10径間連続橋が設計されたがその結果を橋脚の断面寸法についてみると図-4に示す通りである。また橋脚バネ係数は図-5に示している。ここで、両端可動脚(P_1 および P_{10})については、地震応答解析の結果橋軸垂直方向の変位が端部でかなり大きくなることを知

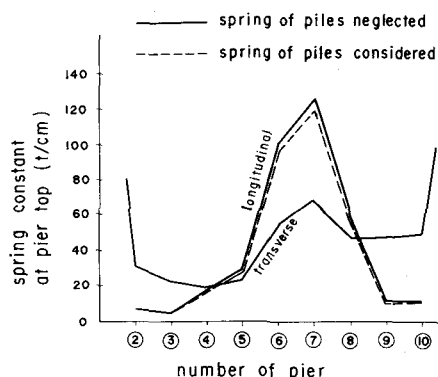


Fig.5 Spring Constant of Metal Pier at its Top

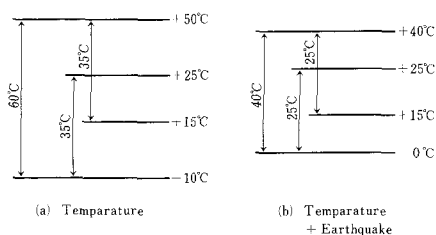


Fig.6 Range of Temperature for Design

assumed rate of concrete slab as girder section	coeff. linear expansion		ratio of moment at pier base
	steel girder	concrete slab	
100 %	12×10^{-6}	12×10^{-6}	1.0
60 %	12×10^{-6}	12×10^{-6}	0.98
neglected	12×10^{-6}	—	(0.95)
100 %	12×10^{-6}	10×10^{-6}	0.89

Table-1 Effect of Concrete Slab on Bending Moment at Pier Base

られ、この変位をみえ之を隣接工の影響を少なくするため垂直方向に対して大なる剛性とした。

4 RC 橋脚およびパイロット基礎を用いた多径間連続橋 ----- 設計例 (B)

RC 橋脚およびパイロット基礎を有する多径間連続橋の設計例を図-7に示す。本設計例では、12径間連続橋(各支間長 40.5 ~ 44.0 m, 全橋長 507.5 m)と上部構は連続非合成鋼箱桁とし設計例 A と同様に橋脚上の横梁は上部桁に組みこんで一体としている。RC 橋脚は片型とし中間に横梁を入れ、横方向剛性を増し、基礎は大口径鋼管杭(φ3.0, 2.5 m)による単杭および2本組杭パイロット形式である。本設計例ではこのようにパイロット形式を採用することにより、2杭-地盤系の変形特性と橋脚的に取り入れ、橋脚バネを評価している点に特徴がある。支承条件や橋脚・桁の構造については図-8に示すところであるが、これらの構造形式の設計に際しては橋脚と杭の曲げモーメント、2本組杭としたときの杭の押込・引抜き抵抗力とに上部工軸力や床版応力など加算し許容範囲に入るように数多くの検討ケースについて試行計算を行ない最適設計断面を探るようにしている。本設計例における設計上の問題点およびその処理については次のとおりである。

(i) 上部鋼桁設計温度幅

設計例 A に述べたとおり温度幅 $\pm 35^{\circ}\text{C}$, 地盤温度幅 $\pm 25^{\circ}\text{C}$ とする。

(ii) 床版断面模の評価

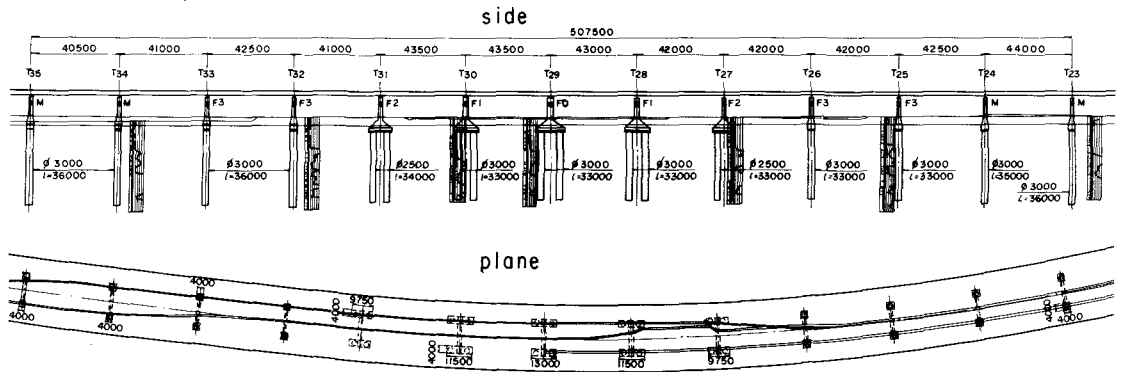


Fig.7 General View of 12-span Continuous Bridge (Example B)

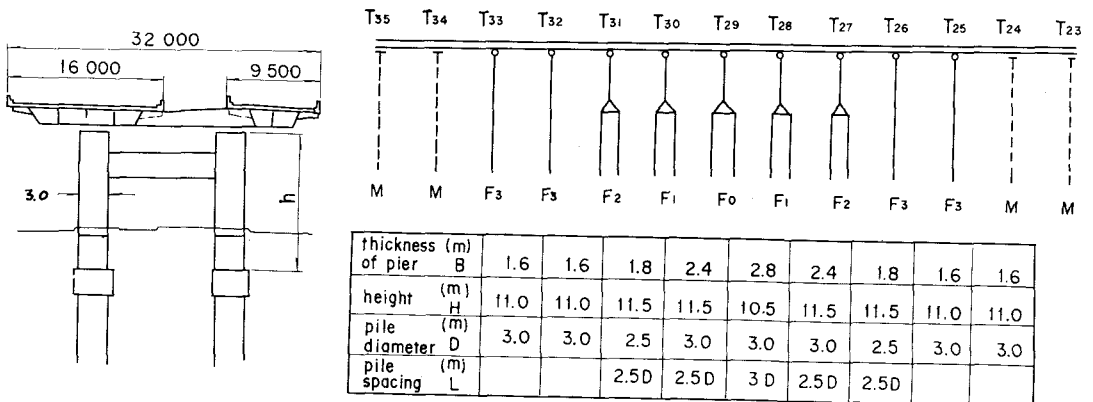


Fig.8 Structural Model of Example-B

設計例Aと同様に床版断面積100%と主筋断面積に考慮する。

(iii) 横方向地盤反力係数K値

基礎杭の設計に用いる横方向地盤反力係数K値は通常は土質調査資料などから決めた一つの値について設計をやるのが一般的であるが本橋のように地盤K値の評価が橋脚バネ係数に大きな影響をもつ構造形式では地盤条件のバラツキを必ず考慮に入れようとする幅をもった設定（こまく必要があろうと思われる）。

さらに本設計例のようにバイルメント形式を採用している場合には基礎杭が地震のような急速な荷重をうける場合と温度のような緩速な荷重をうける場合がありこの両ケースに対し同一のK値を採用するのは土のクリープ特性などを考慮するに不都合のように思われる。地盤のクリープによるK値の低下についてはボーリング試管内でのクリープ試験でも確認されている。

そこで地盤K値に関する諸問題を現地盤を確認するために実験（φ300mm）により現位置置水平載荷試験を実施し載荷条件によるK値の影響を調べた。

その結果を図-9に示す。本実験では通常の載荷試験の他に抗頭荷重一定（最大66時間）および抗頭変位一定（最大50時間）保持試験を行ないクリープやリウクマーニヨンによる荷重変位関係の変動状況と解のしている。図中実線は急速載荷による荷重変位の関係、点線はクリープなどを考慮に入れたうえでの緩速載荷に対応する荷重変位関係を表すものと考えられる。なお図中には地盤K値を仮定した場合のChang式による計算値も記してある。このような載荷条件によるK値の影響は明らかに認められる。

このような実験結果および上に述べた考察をもとに本設計例では地盤K値を表-2のように仮定し設計を定めた。地震時に用いるK値を1.0, 2.0, 4.0 kg/cm^3 としこれをそれぞれに

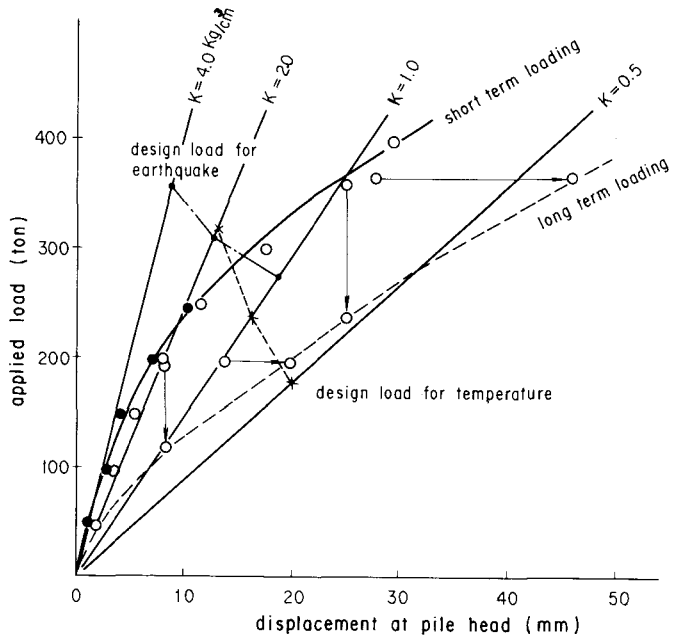


Fig. 9 Lateral Loading Test on ϕ 3.0m Pile

Case of design	Combination of design K-value (kg/cm^3)		
Temperature	2.0	1.0	0.5
Earthquake	4.0	2.0	1.0

Table-2 Combination of K-value for Design

case of design	ordinary	temperature	earthquake	earthquake + temperature
factor	1.0	1.15	1.50	1.65

Table-3 Correction Factor for Bearing Capacity of Pile

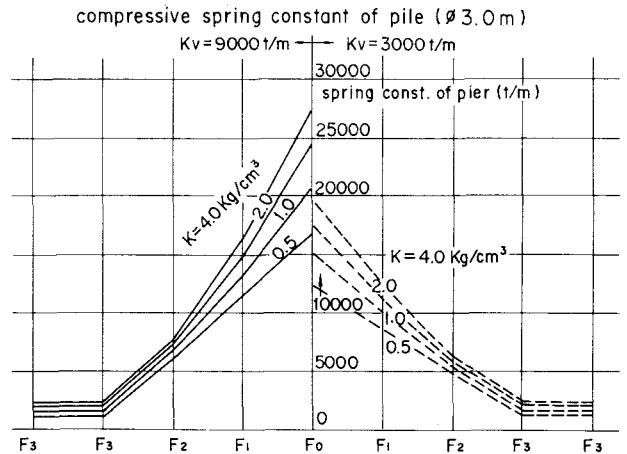


Fig. 10 Spring Constant of Pier (Example B)

応する温度時のK値を上との2倍したものととし、これらのケースについて全て応力計算を行なったのである。このように地震時と温度時にK値をかえる手法は本設計例を始めと採用されたものの妥当性と現場実績で確認したことは今後の基礎設計法の発展に寄与するものと思われる。

(IV) 抗の許容支持力の割増

現行の基礎設計の考え方は抗の支持力割増は地震時のみとするのが一般的である。これは静定構造物を対象としていたためであったが本橋のように温度などによる静定力か主たる荷重として作用するような場合は温度割増を取り入れるべきと思われる。このような考えに立つて抗支持力の割増を表-3のようにして設計を行なった。

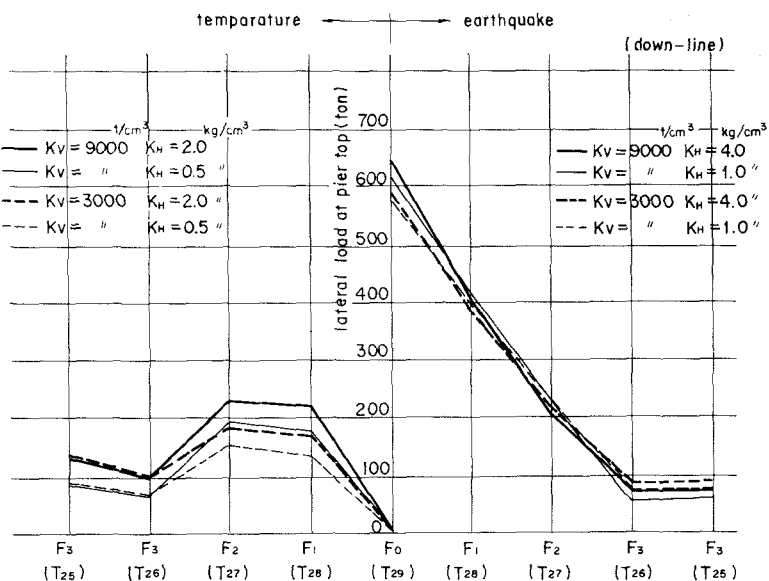


Fig.11 Lateral Load at Pier Top (Example-B)

以上の問題点処理による設計の結果は前述の図7, 8の

とみりであるが橋脚を常態を図-10, 上

部工水平反力(橋軸方向)を図-11に示す。

5 多径間連続橋の地震応答解析

これまで述べてきた多径間連続橋の2例に

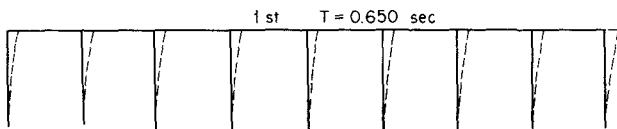


Fig.12 Shaking Mode in Longitudinal Direction (Case A-1)

ついで地震応答

解析を行なった。

設計例Aについ

ては、橋軸方向

には一次の振動

モードが主である

と卓越して全体

があたかも一質

点系のように振

動するが橋軸直

角方向について

は振動モードが

分散してその振

動特性は解析的

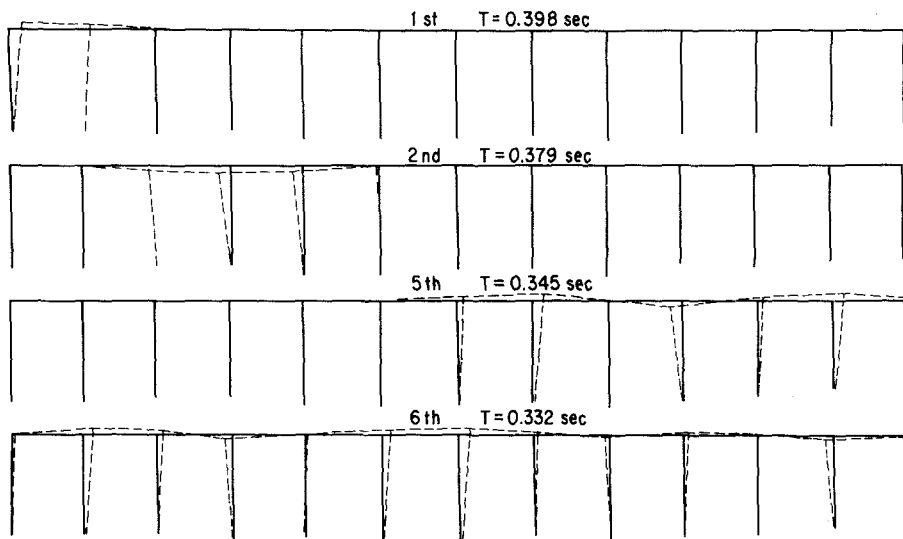


Fig.13 Shaking Mode in Transverse Direction (Case B-1)

析の結果とかなり異なることが認められた。これらの概要は別に報告しているもので、ここでは設計例Bについてこの解析結果について述べる。

設計例Bの応答解析を行う前に基礎杭(中3.0m)について現位置水平振動実験を行ない地盤-杭の振動性状をくらべた。その結果をもとに応答解析を行ったが、解析では杭頭バネモデルや全体系モデルなどにより平均スワフトルを用いる方法や実地震波による解析を含めた多くの解析ケースについて実施した。その結果橋軸方向の振動モードは図-12のように1次モードが卓越するか、橋軸垂直方向には図-13のように卓越モードが分散して設計例Aと同様の傾向を示した。断面力として橋脚下部曲げモーメントに注目して静的解析値(設計震度0.26)と応答解析値(杭頭バネモデルで地表入力加速度255gal, 全体系モデルで杭支保地盤で150gal)を比較したのが図-14(橋軸方向)図-15(垂直方向)である。橋軸方向は振動モードが静的解析で仮定するものと同じであるので、曲げモーメントについて両者の差は余りみうけなう。ところが垂直方向については卓越モードが分散するので、曲げモーメントについて両者の差が生じて結果として静的解析値より低い値を示している。この事は逆に多径間連続橋の耐震性に関する有利性を示しているものと思われる。

6. まとめ

固定橋脚のたわみ性によって上部工温度力を解析する多径間連続橋の設計について鋼橋脚を用いた場合(設計例A)とRC橋脚およびバイルト基礎を用いた場合(設計例B)の設計具体例をもとに設計概要、問題はおよびその処理について考察した。本文で述べた内容について一部概略設計段階のみであり詳細設計の結果については橋をあらためて報告したい。本設計例の内容について「都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究委員会」(高速道路調査会・足立洪委員長)に資料として提出と決議された。委員長はじめ委員の皆さんに謝意を表します。

参考文献

- (1)「都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究」 高速道路調査会 昭和53年2月
- (2)「高速道路川口程に及び多径間連続折橋について」 石沢, 山本, 他, 第32回土木学会年次講演会I-217, 52.10
- (3)「10径間連続高架橋の地震応答解析」 中川, 小森, 等, 第5回日本地震工学大会, 133, pp.1051~1064, 53.11

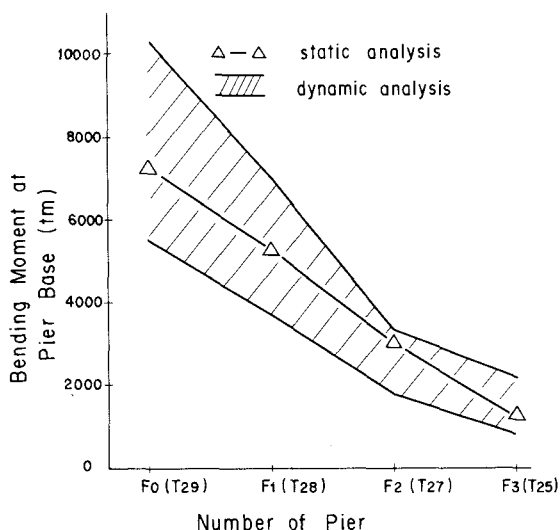


Fig.14 Bending Moment at Pier Base of Example-B (Longitudinal)

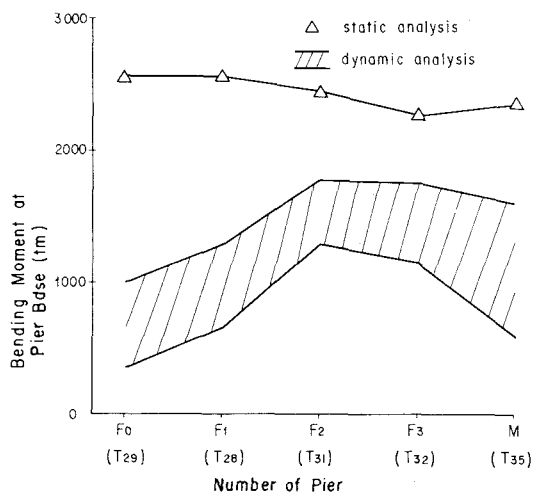


Fig.15 Bending Moment at Pier Base of Example-B (Transverse)

DESIGN OF MULTI-SPANN CONTINUOUS BRIDGE

by Akira EBINE*, Hiroshi MIYANAMI*,
Taisuke AKIMOTO* and Seishi NAKAGAWA*

Two multi-span continuous bridges are designed basing on new design concepts in the route of Katsushika-Kawaguchi line of metropolitan expressway. The entire length of one of the bridges is as long as 500 m with 10-span continuous steel box girder (design example A), and the other has the length of 507.5 m with 12 span continuous structure. (design example B).

These bridges are designed in such a manner that the flexural rigidities are put high value to middle piers and are decreased in steps toward end piers so that temperature loads of box girder are released by the flexibility of pier frame itself, whereas the earthquake loads are undergone mainly by rigid middle piers. Therefore the magnitude and its allocation of spring constants value at each pier top along the entire bridge are the decisive factor to actualize such type of long bridge.

In the design example A (Fig. 3), the steel pier structures fixed by footing foundation are adopted, where the spring effect at pier top is produced mainly by the flexibility of pier frame itself. However the design example B (Fig. 7) has reinforced concrete piers and pile bent type foundations therefore the estimation of deformation characteristics or foundation-soil interaction is definitely required to obtain the spring constant at the pier top.

Through the design of these bridges, followings are assumed as part of design specification.

- 1) Range of temperature for design of steel girder is taken as seen in Fig. 6.
- 2) Full sectional area of concrete slab is taken as girder section for safety design as seen in Table 1.
- 3) Correction factor for bearing capacity of pile in case of design example B is determined as shown in Table 3.
- 4) Considering the loading rate effect on soil spring constant, design K-value is varied in earthquake case and temperature case; a half of the former for the latter value.

Earthquake response analysis shows that first mode of shaking dominates in longitudinal direction but several modes are involved in transverse direction. As a result, obtained value of bending moment of pier by static design is almost equal with that of dynamic analysis for longitudinal direction but discrepancies are seen for transverse direction.

* Design section, 2nd Construction division, Metropolitan Expressway Public Corporation