

大阪駅の沈下およびこれに伴う被害に関する研究 並びにその対策について*

正員 藤井 松太郎**

STUDIES ON THE SETTLEMENT AND THE DAMAGE OF ŌSAKA RAILWAY STATION, AND THE COUNTERMEASURES AGAINST IT.

By Matsutarō Fujii, C.E. Member

Synopsis : Investigations have been made on the subsurface clay stratum as well as the structure of the elevated railways at Ōsaka Railway Station which was disfigured by severe uneven settlement caused mainly from land subsidence.

Through tests and studies on the consolidation characteristics of the clay, and by correcting numerical values of coefficients used in the clay, and by correcting numerical values of coefficients used in the past, an estimate of the settlement in the future has been made to substantiate the proposed countermeasures against the settlement, which the structural investigations offered besides other basic information to support the scheme.

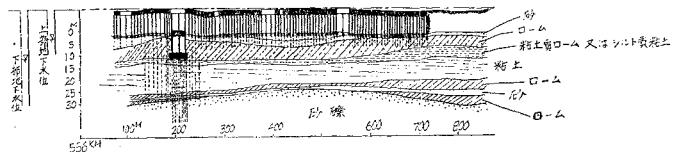
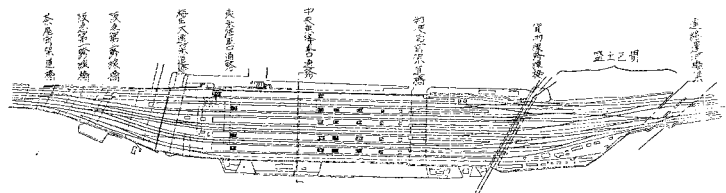
要 旨 地盤沈下による不等沈下のために変状を生じた大阪駅高架橋の構造物および基礎粘土層の精密な調査を行い、粘土の圧密特性を調べ、圧密理論の諸係数および計算数値を将来の沈下量実測値と照査して今後の沈下量の予測を行い、構造物変状の調査研究と相俟つて大阪駅沈下対策の基本的資料を得た。

1. 概 説

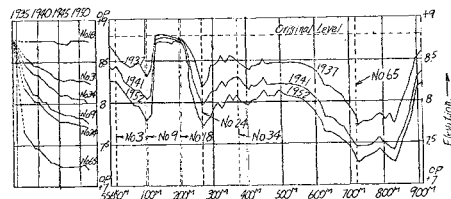
大阪駅高架橋の沈下は、地下水位の低下に伴う粘土層の脱水圧密と高架荷重による圧密とが複合して起こつた現象で、昭和 10 年建造以来、最大 1.8 m に及ぶ沈下を生じた。しかも、高架橋下を地下鉄が横断する部分では、基礎杭が粘土層を貫いて砂礫層に達する支持杭になつてゐるため沈下が僅小であり、この前後の沈下甚大なる部分との間に著しい不等沈下を生ずるに至つた(図-1 および写真-1 参照)。このため列車運転に支障を来したばかりでなく、構造物自身も危険な状態に立ち至つたので、既にいろいろな補修工事が行われたが、何れも糊塗的なものであつて、将来の沈下傾向について明確な見透しがなかつたため、沈下阻止のための基礎補強その他の根本的な対策については結論を得るに至らなかつた。

上述の理由により、不等沈下の最大の原因である梅田粘土の圧密

図-1 高架橋径年沈下図



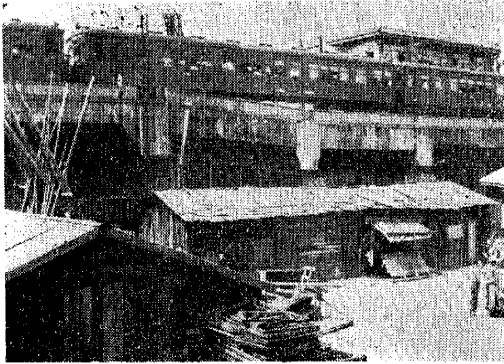
高架橋各年沈下図



* 本論文は同一の題名をもつて、その全文を鉄道技術研究資料第 14 巻特別号にて発表したものの中から主として第 III 編および第 IV 編の概要を紹介したもので、詳しくは同論文を参照されたい。

**前国鉄、常務理事

写真-1 不等沈下を生じた単版板の変状



すなわち、梅田粘土層の直下にある滞水層(天満層)からの地下水の大量汲上げによつて、滞水層の水圧が低下し、粘土層内の間ゲキ水圧が相対的に高位になるため、粘土内の間ゲキ水が脱水することによつて粘土の圧密収縮が生ずるのである。

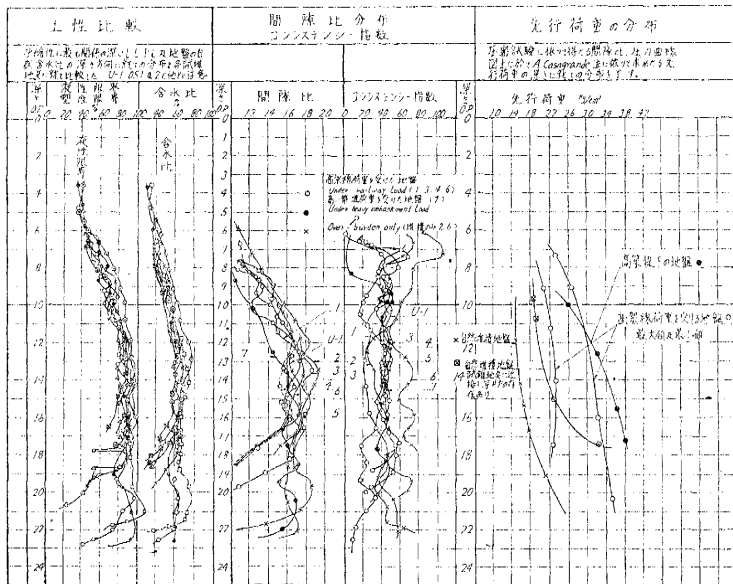
大阪駅では、地表下約 12 m から約 23 m の間に青灰色の極めて軟かい粘土を主体とする梅田粘土層があり、この脱水圧密が大阪駅沈下の主因であることは、いろいろの点から見て疑う余地がない。天満層以下にある第 2 粘土層、第 3 粘土層なども地下水位の変化に応じて圧密収縮をなすが、これらによる沈下は一様に起こるので大阪駅の不等沈下には直接の関係がないものと思われる。

従つて、大阪駅の沈下現象を理論的、数量的に解析するためには、まず梅田粘土層の性質、特に圧密に関する諸要素を正確に把握することが必要である。

よつて沈下状況および基礎構造の差を考慮して大阪駅構内に 7 地点を選定して試錐を行い、シンウォールサンプレーにより不擾乱試料を採取した。この土質試料について物理試験および圧密試験を行った。物理試験としては JIS により単位重量、比重、粒度分析、塑性および液性限界、含水比、間ゲキ比などを測定した。

物理試験の代表的な結果を図-2 に示す。圧密試験は各段階 24 時間づつ载荷し 5 段階に荷重を増加する方法

図-2 各試錐の含水比、間ゲキ比、比堅硬度、液性限界、塑性指数および先行荷重図



記号
 前期大塚 U-1 ●●●、試錐孔 NO.1 ○○○、全 NO.2 □□□、
 全 NO.3 △△△、全 NO.4 ◇◇◇、全 NO.5 ○○○○、全 NO.6 ●●●●、
 全 NO.7 ○○○○
 深さの単位、m

性および沈下現象の原因、機構を解明し、更に今後の地下水位変化に対応する沈下量の推定値を求め、同時に、不等沈下による変状、キレットを生じた構造物につき被害の状況および原因の調査、究明を行い、以上各方面の検討結果を総合して、大阪駅沈下の根本的対策を提案することにした。

2. 沈下に対する調査研究

1) 梅田粘土層の土質調査

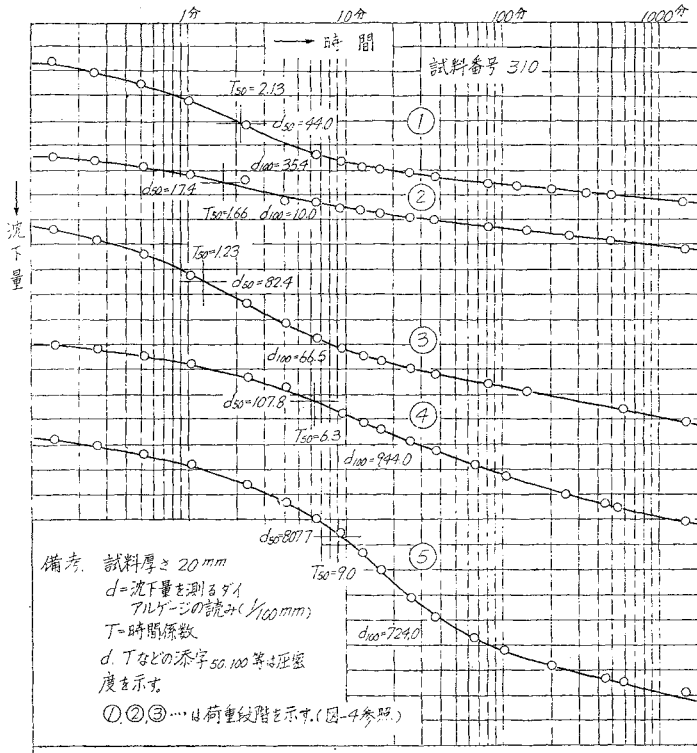
大阪市の地盤沈下の原因については、いろいろの説が提唱されていたが、地下水位変化と地盤沈下との間の明瞭な関連性および梅田粘土の圧密性の大きなることから考え、天満層地下水位の変化が沈下の主原因であるとする説が最も妥当である。

によつて行い、U unloading test を行つた。また二次圧密の影響および荷重の変動による影響を確かめるため、各段階約一週間の長期荷重試験および繰返し荷重試験をも行つた。これらの結果を図-3~6 に示す。

2) 圧密沈下計算上の仮定

大阪駅高架橋の沈下は、高架橋自重および地下水位の変化による沈下の複合して現われた結果であるから、沈下の解析をする場合には圧密層の圧密諸係数のみでなく、地下水位の変せんに関する資料をも必要とする。地下水位の変化は相当複雑で、年平均水位の漸落による圧密沈下および平均水位の漸増による膨潤のみでなく、一年を周期とする水位変動による繰返し圧密も当然生ずるものと考えられる。このように複雑な地下水位

図-3 圧密試験時間曲線



この様な水位低下と高架荷重が同時に働いた時は、高架荷重のおよぼす各層内の平均圧力を Δp_l とすると、沈下は

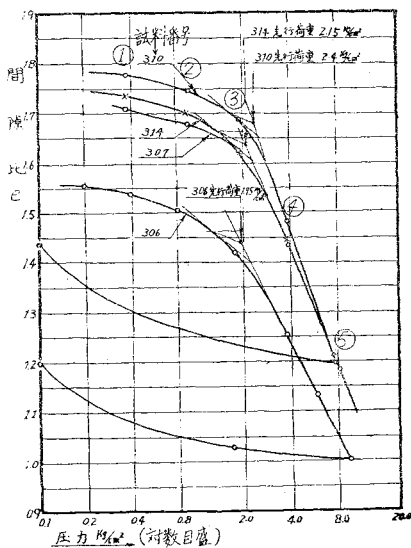
$$\Delta p = \Delta p_l + \Delta p_w$$

なる圧力増加による沈下と等値である。したがって、 Δp による沈下を計算すれば両者の複合して起こつた沈下量を得る。

(ii) 地下水位の経年変化

(i)においては Δp が時間的に変わらない場合を考えたが、実際には Δp_w は天満層水位の変せんに応じて複雑な変化をしている。圧密は長年月の経時変化であるから相当年月さかのぼつて水位の変化を知ることが必要である

図-4 (A) 圧密試験の $e-\log p$ 曲線



変化に対する圧密の機構はまた極めて難解で、具体的な数値を計算するためには幾多の仮定を設けなければ計算式の立てようがない。

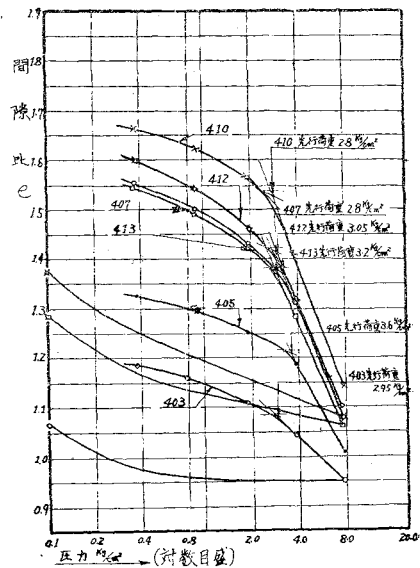
従つて、圧密の機構を次の様を考え、続いて述べるような諸仮定を用いて、沈下計算を行った。

(i) 地下水位の変化と圧密現象

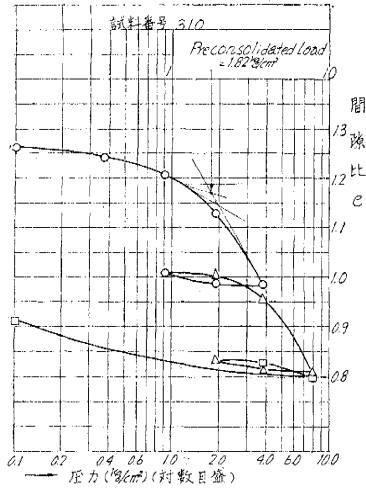
大阪駅高架橋の沈下は、主として地下水位の変化に起因する粘土層の圧密に高架荷重による圧密が併合して生じたものである。その解析に際して、地下水位の変化とは圧密層に接する滞水層内の水圧の変化と同意義であるとする。

今、天満層の水頭が Δh m だけ低下すると、この Δh なる地下水位の低下により起こる圧密は、圧密層内の水圧減少分の平均値に等しい圧力をおよぼす荷重による圧密と全く同一の経過をたどり、最終的には同一の沈下量を示す。この様な荷重を以下、水位低下相当荷重 (Δp_w) とい

図-4 (B)



図一五 繰返し載荷圧密試験 e - $\log p$ 曲線



が、過去の地下水位に関する資料は信頼し得るものが少なく、また一年を周期とする繰返し圧密、その他複雑な地下水位の変化を理論的に取扱う事は極めて難解となるので、次のような方法によつて過去の地下水位の経年変化を推定し、後に計算値と比較する事によつてその妥当性を確かめる方法をとつた。すなわち、

- ① 大正 4, 5 年頃の市内自噴井の記録
- ② 昭和 14 年から 27 年に至る市内、九条公園および西島の地下水位観測記録
- ③ 大阪駅付近標高点地下実測記録
- ④ 大阪駅東部・西部の天満層地下水位実測記録 (昭和 26 年以後)

その他の考察により、大阪駅東部・西部における天満層地下水位が過去 (昭和 27 年以前) において 図一七 における実線のごとき変せんを経たものと推定し、また今後 (昭和 28 年以後) も同図に示すように変化すると推定する。

(ハ) 圧密諸係数の修正

沈下計算に用いる諸係数は、圧密試験によつて求めたが、圧密試験における先行圧力以下の圧力における変化は、再圧密の過程にあつて二次圧密の影響をあまり含んでいない。従つて現地粘土の過去における初圧密の過程を計算するには、圧縮比、圧密係数、間ゲキ比などを適当に修正しなければならない。

前述の長期圧密試験の結果によると、二次圧密量は一次圧密量にほぼ等しいようである。圧密試験の薄い試料片においては、一次圧密終了後に二次圧密が分離して認められるが、現地粘土層圧密の長大な時間の経過中には、二次圧密の遅れが一次圧密の経過時間に比し僅小であるので、近似的には二次圧密が一次圧密と平行して起

図一六 長期圧密試験時間曲線

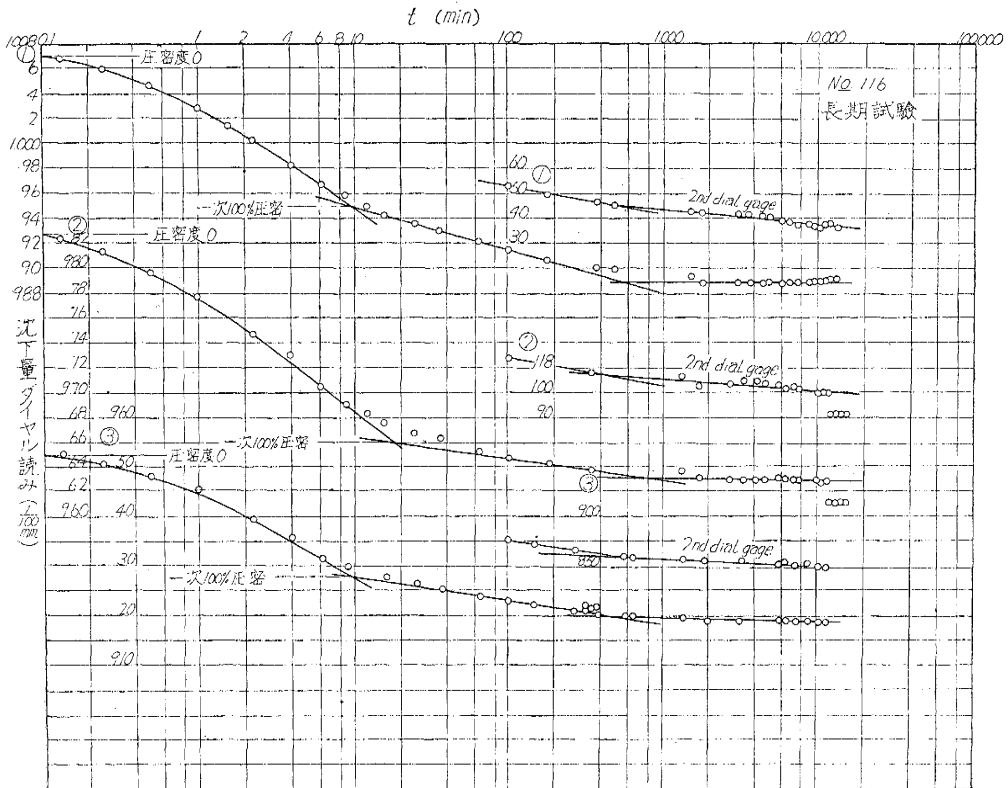
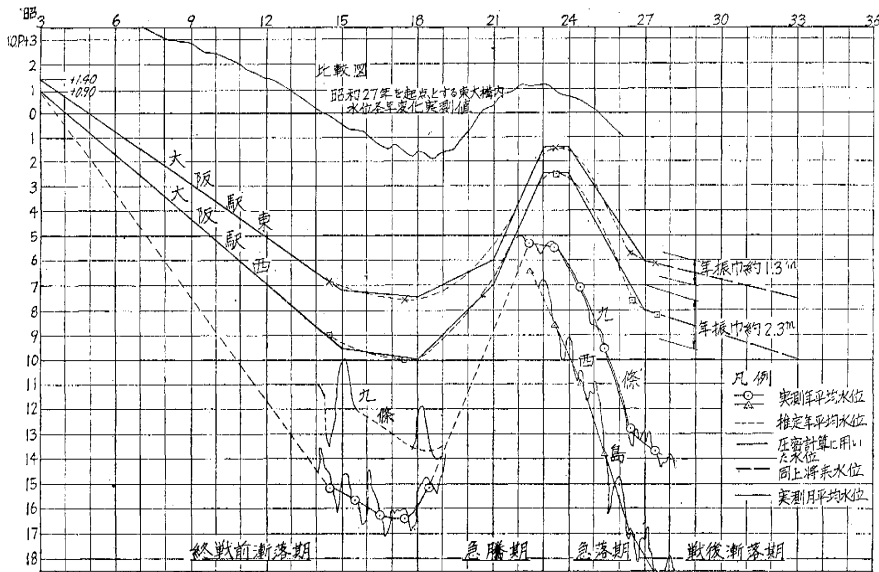


図-7

地下水位年変化図



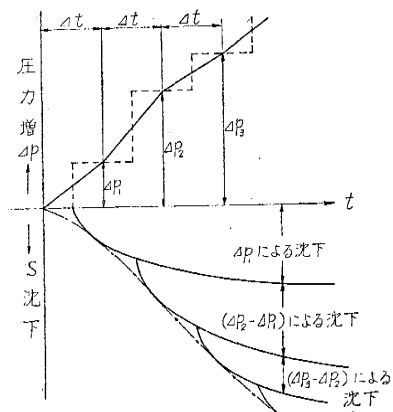
このものと見なし得る。従つて、試験から得た一次圧密の圧縮比の約2倍の圧縮比を用いて、一次圧密の沈下計算と同様な方法により沈下計算を行つた。

(イ) 漸進沈下

年平均地下水水位の変化による漸増的な沈下を漸進沈下という。これを求めるには、計算期間を Δt 年毎に分割し、各 Δt 年間の圧力増加を Δp とする。そして $n \cdot \Delta t$ 年目の沈下量は、 $n \cdot \Delta t$ 年以前の各 Δt 年において生じたそれぞれの Δp による沈下の累積量であるとみなした。

なお、各 Δt 年間の Δp 変化は、等速変化であるとみなしたので、計算上は、各 Δt 年の起算時点より $\frac{\Delta t}{2}$ 年だけ遅れて Δp が階段状に増加した場合 (図-8 の点線) を考へて沈下量を求めた。累積計算の方法とは、図-8 に示すように、 Δp_1 , $(\Delta p_2 - \Delta p_1)$, $(\Delta p_3 - \Delta p_2)$, …… などの圧力増による沈下量を累積加算して、任意の時点 $n \cdot \Delta t$ 年目の沈下量を得る方法である。

図 8 漸進沈下の計算説明図



(ロ) 圧密の運減又は停止

終戦前後には地盤沈下は一時的に停滞し、場所によつては多少膨上も認められた。これは天満層地下水水位の異常上昇による膨潤 (Swelling) が梅田粘土層の下辺部に起こり、同層中核部に残存する圧密作用と相殺した結果である。この中核部の圧密速度と、下辺部の膨潤速度との割合により

- ① 圧密傾向が残り沈下が続行する場合
- ② 膨上傾向を生じ前期の圧密の影響が残らぬ場合
- ③ ①②両者の境界の場合で圧密と膨潤とが抵消し合い、沈下も膨上も起こらぬ場合

これらの条件を梅田粘土層中の間ゲキ水圧の分布状態によつて説明づけ、沈下計算の根拠とした。

(ハ) 年周期地下水圧の変動と沈下量

年平均水位が一定である場合、ある振幅 $\Delta h'$ だけ天満層の水位が上下すると圧密層内には $\Delta p_w' = \frac{\Delta h'}{2}$ の半振幅の圧力変化を生じ、圧密と膨潤とが繰返し行われる。この場合膨潤は圧密の数倍の速度をもつから、前半期の圧密は後半期の膨潤により抑制され、その差だけが残る。圧密履歴による沈下を「履歴沈下」と呼び、沈下水の年周期変動の測定値に基いて計算した。

3) 将来の沈下傾向

上に述べた沈下解析の過程には、推定に類する操作も含まれ、土質試験の誤差その他を考えると、この計算結果が正確に将来の沈下を与えるものとは言えない。しかし、過去の沈下の計算値を実測値と照合して荷重時期、地下水位変化の細部（特に終戦前後の水位急騰期の仮定）二次圧密量、並びに圧密諸係数を修正し、現地の沈下量、並びにその起こり方と計算結果とがほぼ等しくなるまで再度の計算を行つた。この推定計算を昭和45年まで行い、試錐3号および6号地点の計算結果を図-9および図-10に示した。この計算に用いた地下水位は次の三つの場合を想定した。

- A. 最悪の場合——昭和26~27年間の平均水位低下速度が持続する場合
- B. 中間の場合——昭和27~33年の緩やかな水位低下がその後も持続する場合
- C. 沈下量最少の場合——昭和33年頃戦前の最低水位に達し、その後の水位低下が停止する場合

これらの沈下曲線によれば、梅田層の圧密による今後の年間沈下量は2.0~3.3cm程度であり、地下水の揚水を継続する限り沈下は更に続き、恐らく1mを超える終局的沈下量に達することになるが、用水慣習の変化や地下水水位再上昇の起こる公算は少ないので、沈下の自然停止は今後数十年間は期待できないものとする。

図-9

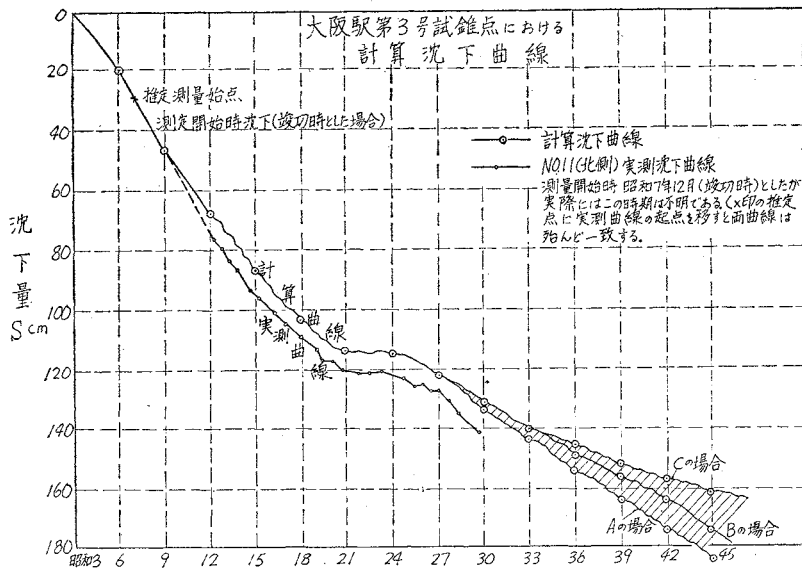
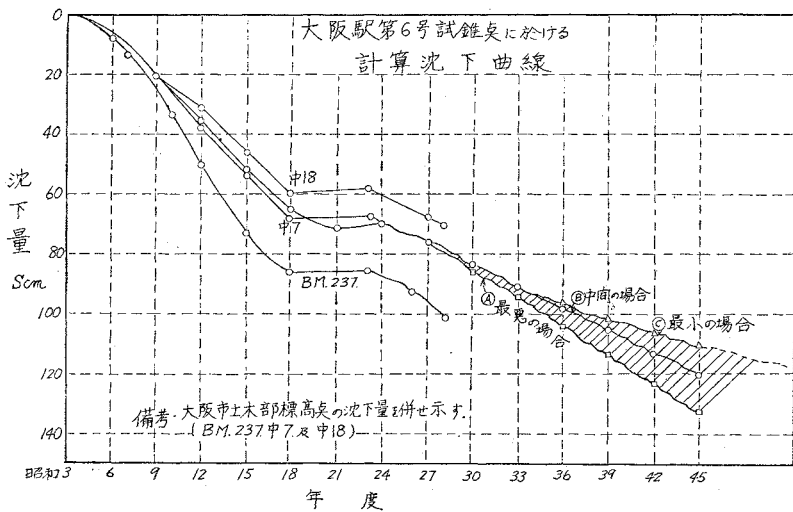


図-10



3. 構造物変状被害の調査研究

1) 概要

高架橋構造物の被害が顕著に見られる部分は、阪急跨線橋の西側に連なるフラットスラブ並びにその西の梅田架道橋の東西両側区域であつて、乗降場区域は沈下量大なるにも拘わらずほとんど変状を見ず、更に西方の盛土区域において再び諸種の被害を蒙っている。極端な被害を生じている区域は基礎の相違、戦災、更には設計上の問題迄考えられ、これらの諸原因があるいは単独にあるいは組合せとなつて作用していると考えられる。現地の高架橋下は最高度に利用されているため、調査は非常に困難であり、局部的調査は数次に亘つて行われたが、比較的纏めて実施されたのは昭和 15 年並びに昭和 27 年であつて、その間昭和 20 年に戦災を受けている。戦災を受けた区域は主として阪急跨線橋～梅田大通架道橋間であつて、当時金庫に利用していた関係上火勢猛烈を極め、一昼夜に亘つて燃え続けた由で、相当な高温を長時間継続して受けているため、温度変化による応力も相当なものであつたと推察される。従つて昭和 15 年並びに同 27 年調査による同一カ所の被害の変化、およびほぼ等条件と考えられる梅田架道橋の東西両側に見られる変化には、熱による影響も考えることが一つの解析の手掛りになる。又フラットスラブについては設計に若干の疑問があり、この点については基礎構造の問題と共に後述するが、その他にも地下鉄工事中の事故に伴う地盤の解決等も一考の余地ありと考えられる。

以上の如く被害の概要並びに原因については、定性的にはある程度まで明らかにすることができるが、この理論的な解析は事実上不可能である。しかるに今後の変状の推定は、対策の基本構想樹立並びに緊急判定上必須の条件であるので、鉄筋に生じている応力を直接測定すべく数次に亘つて強度試験を実施した。

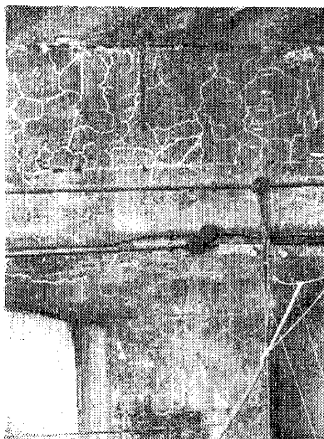
次に別種の被害として梅田架道橋の東西に使用した松杭の頭部腐蝕の問題がある。この松杭使用区域は杭が天溝層に達しているため、武智杭区域に比して沈下量は微々たるにも拘らず昭和 15 年調査において上部構造物に多数のキレツが発見された結果、問題になり、試掘を行つたところ、杭頭の腐蝕、基礎と均しコンクリートとの空ゲキが発見された。その後数次の試掘が行われたが場所により健全な杭と完全に腐蝕した杭とが発見されて、腐蝕の分布状況は不明確であつた。現場は高架橋の利用状況から見て全面的試掘調査を行うことは困難であり、列車荷重および振動発生機による柱の振動並びに沈下量等を測定し、試掘結果との対照によつて試掘を行わずに上部からの試験で腐蝕を判定し得るか否かを試みた。測定結果は試掘結果とほぼその傾向は符合するが、判定する事はいささか困難であり、かつ試験方法も予想以上に面倒なので、腐蝕杭の増強方法実験を兼ねて、組織的に試掘を実施した結果、地下鉄付近が最も腐蝕の程度甚だしく、遠ざかるにつれて被害が軽減されていることが判明した。

2) 現在迄に行つた変状調査

(イ) 昭和 15 年の調査

昭和 15 年の調査は主として地下鉄を中心に不等沈下の甚だしい部分について行われた。不等沈下量が著しい部分は地下鉄に隣接した東京寄りの 2 径間であつた。キレツの入つている位置から考えて、これは明らかに一方の柱の基礎が地下鉄の基礎に乗つており、他の 2 つの柱の基礎が松杭であるために起こつた柱の不等沈下によるキレツと考えられる。

写真—2 ラーメンとフラットスラブ両区域の境界付近のキレツ



各柱の単位沈下量によつて部材各部に発生する応力を求め、沈下以外の他の荷重によるコンクリートの応力度を大体 50 kg/cm^2 とし、コンクリートの破壊強度を 150 kg/cm^2 とすれば、構造物が破壊するまでに許し得る不等沈下量は外側柱で約 6 mm、内側柱で約 4 mm となる。

単版桁についても調査が行われたが、沈下によつて橋台前面において橋台上面と床版下面の間に約 12 cm の間ゲキがあつた。

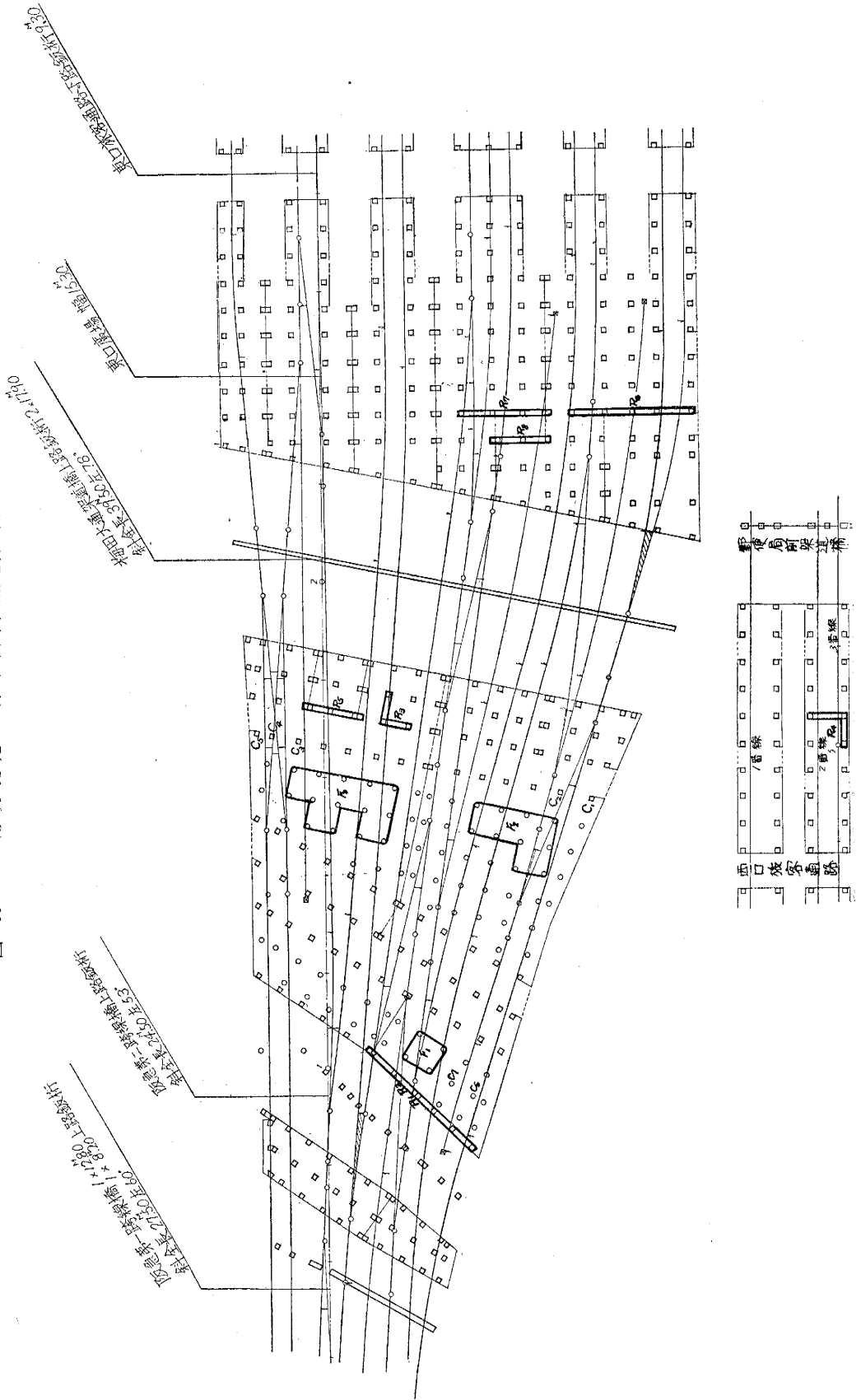
(ロ) 昭和 27 年の調査

昭和 27 年の調査は構内全般に亘つて行われた。西部では橋台、擁壁及び郵便局前地下道付近の高架橋のキレツについても調査されたが主として中部、東部に被害が多く影響するところも大であるのでこの部分に調査の重点が置かれた。中部は不等沈下の甚だしい単版桁付近を除いて乗降場区間には殆ど高架橋に被害は見られない。東部のラーメン、フラットスラブのキレツの状況は例えば 写真—2 の通りであつて相当ひどいキレツが発生している。

(ハ) 変状の変化

昭和 15 年の調査と昭和 27 年の調査を比較して考えられることは、調査の主対象が變つてきていることである。すなわち昭和 15 年には主として地下鉄東

図-11 応力測定力所平面図 (構造物強度試験力所)



No. 1 鋼線鉄筋 1.1x28.0 上級鉄材
 No. 2 鋼線鉄筋 2.2x28.0 上級鉄材
 No. 3 鋼線鉄筋 1.5x28.0 上級鉄材
 No. 4 鋼線鉄筋 1.5x28.0 上級鉄材

1階線
 2階線
 3階線
 西口
 旅客
 通路
 橋

側ラーメンが調査され、昭和 27 年に重視されたフラットスラブ及び阪急跨線橋西側橋台のキレットには昭和 15 年の調査では何ら言及されていない。このフラットスラブ及び阪急跨線橋々台の付近は調査が困難な場所でもないので変状が見落されるはずもなく、又現在地下鉄東側ラーメンのキレットと比較する時、はるかにそのキレットが大である。このような大きなキレットが現在まで放置されていたということは、過去の調査の際には問題にされる程キレットが大きくなかつた事を意味するもので、それが現在重視される程大きくなっているのは過去の調査以後変状が逐年進行している事を示している。

3) 変状の原因となる各種の要素についての考察

構造物の変状についてその解析は容易でないが、基礎その他の構造及び火災その他の二次的影響について考察する。

(イ) 構造上の相異

松杭区間は沈下の絶対量が少ないのに拘らず被害が大きいのには、調査に見られるように杭の沈下、杭頭部の腐蝕等が局部的に発生したために構造物の局部的不等沈下を招いたことと、一脚は地下鉄上に、他脚は直接松杭上にあり、基礎条件を異にしたことによつて生じた不等沈下による。乗降場区間の武智杭部分は横断方向に全般的な舟底型の沈下を起こしており、松杭部分より沈下量は約 1 m も多いに拘らずほとんど被害が発見されないのは、縦断方向にはほぼ齊等沈下をし、横断方向には乗降場の関係で 1~2 径間ラーメンであるため、無理な力が作用しなかつたのと、固定ラーメンの基礎を連結した抵抗力の強い構造であるためと考えられる。梅田大通架道橋前後の単版桁の部分は、それを支える両側のラーメンの基礎がそれぞれ松杭と武智杭とであつて条件が異なることにより沈下が生じ、横断方向の舟底型沈下とにより橋台と床版との間に間ゲキができて被害を増大したものと考えられる。

(ロ) 木杭頭部の腐蝕

昭和 15 年、同 27 年の調査において木杭頭部の腐蝕、木杭頭部と基礎との間の間ゲキが発見された。木杭の腐蝕の程度は場所により異なり、このため各脚柱毎の支持力が異なるので構造物に脚柱毎の局部的不等沈下を招き、キレット変状を生ぜしめた大きな誘因となつている。

(ハ) フラットスラブの設計

フラットスラブ構造部に前述のような被害が現われたので、土木学会標準示方書(1949)アメリカコンクリート協会(1940)及びアメリカ鉄道技術協会(1949)の示方書による強度計算を行つたところ表-1のような結果を得た。

現在の土木学会標準示方書より考えれば許容応力度をはるかに超過している。しかし同じフラットスラブ構造の秋葉原高架橋では大阪駅とは多小スパン割が異なるが、当時の計算書によれば柱列帯で $\sigma_c=1100 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s=50 \text{ kg/cm}^2$ 柱間帯で $\sigma_s=750 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c=20 \text{ kg/cm}^2$ であつて大阪駅のフラットスラブと比較すると大した相違がない。しかるに独り大阪駅のフラットスラブのみ、はなはだしい被害があるのは、表-1 から見て安全率が低い上に沈下か火災かあるいはこの両者の影響によつて起こつたものと考えられる。

表-1 フラットスラブの各示方書の応力度計算値 (kg/cm²)

	柱間帯		柱列帯	
	σ_c	σ_s	σ_c	σ_s
土木学会	73.5	3 590	74.2	2 900
A. C. I.	22.2	730	21.9	1 020
A.R. E.A.	82.6	4 040	57.5	2 250

(ニ) 火災による影響

昭和 20 年に空襲によつて高架橋下に火災が発生し、長時間燃え続けて高温を受けたので相当な被害を受けたものと推測される。一例として大阪臨港線の高架橋が同じように空襲による火災を受けて昭和 21 年に修理がなされたが、その際の試験結果によると火災を受けたコンクリートは普通コンクリートの 45% の強度しかなく、火災の影響が大きいことが解つている。火災を受けた大阪高架橋は、大阪臨港線高架橋と同一に論じ得ないかも知れないが、コンクリートの品質、及び火勢の強弱に大きな差異があつたと考えられないので、相当の被害を受けたことは上の事実より推測できる。

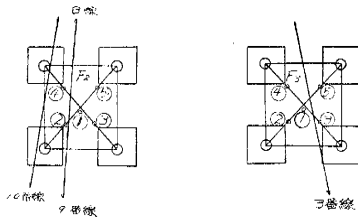
4) 各種構造物についての強度試験

構造物強度試験は主として被害を受けたラーメンおよびフラットスラブの補強対策の樹立、及び緊急度の判定のために行つた。なお単版桁扛上工事中の安全を確保し、施工後の使用の可否並びに補強対策を知るため版の応力を測定した。当初列車通過時に鉄筋に生じる活荷重応力を測定したが、その結果は最大引張応力度が 250 kg/cm² 程度であり、他はすべて 20~30 kg/cm² 程度であつたので列車荷重は被害の主原因とはなり得ないことが確

図-12 フラットスラブのタワミ度測定値

測定 地点	試験 番号	機関車 型式	線路 番号	速度 m/min	撓 度					
					①	②	③	④	⑤	
F ₂	1	9-30	D-5186	10-B	—	0.30	0.33	—	—	—
	2	—	—	B-10	—	0.30	0.29	0.11	—	—
	3	17-25	C-5915	9-B	25.3	0.58	0.57	0.22	0.35	0.34
	4	—	—	B-10	12.5	0.27	0.28	0.16	0.33	0.24
	5	22-25	C-5913	10-B	11.7	0.30	0.31	0.12	0.35	0.17
	6	—	—	B-9	7.7	0.61	0.44	0.39	0.39	0.37
	7	27-22	C-1213	9-B	14.0	0.60	0.73	0.43	0.31	0.37
	8	—	—	B-10	14.0	0.27	0.26	0.10	0.30	0.17
F ₃	1	22-24	C-5989	7	29.3	0.46	0.21	0.31	0.25	0.37
	2	9-37	C-5912	—	30.0	0.46	0.21	0.35	0.25	0.35
	3	24-1	C-5916	—	21.5	0.48	0.23	0.34	0.28	0.37
	4	4-01	C-5913	—	28.6	0.48	0.22	0.33	0.28	0.39
	5	9-34	C-5925	—	30.0	0.46	0.23	0.30	0.32	0.37
	6	1	C-1215	—	30.0	0.45	0.21	0.29	0.28	0.37

注 撓度の測定値に振動的成分は少ない。
()はダイヤルゲージによる測定値を示す。



じていたり、またその反対の傾向が散見された。これは脚の不等沈下に起因すると考えられる。

(イ) 活荷重応力測定

試験荷重には機関車(C 11) 単機又は営業列車と営業電車を用いた。ラーメンはハリ下面の角、フラットスラブは下面のコンクリートをはつつて鉄筋を露出し、これに抵抗線ヒズミ計を貼りつけ、機関車通過時の鉄筋応力をオシログラフにより記録した。測定の結果は次のごとくであった。

表-2 ラーメンの活荷重応力度 (kg/cm²)

	R ₁ , R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈
引張応力度	30	36	52		85	42	18
圧縮応力度	-11	-17	-17		-25	-12	-14

表-3 フラットスラブの最大活荷重
重応力度 (kg/cm²)

	F ₁	F ₂	F ₃
引張応力度	92	84	258
圧縮応力度	-27	-83	-17

ラーメン——応力測定の各測点における最大値を示すと表-2の通りであつて、各部とも極めて低い値である。

フラットスラブ——鉄筋の最も大きい応力は、スラブ中央の線路直角方向の鉄筋に生じており、各測定の最大値は表-3に示す通りで特にF₃が大きい。

線路状況は幾分異なるがその他構造が同じであるF₁, F₂にくらべてF₃の応力が大きい理由は明らかでないが鉄筋の露出作業からみると、コンクリートが脆弱化しているようであつた。

(ロ) 死荷重応力測定

死荷重応力の測定は、鉄筋を切断して予めはつつておいた抵抗線ヒズミ計による読みから死荷重応力を推定する方法と、鉄筋に孔をあける前と孔をあけた後の荷重-ヒズミ曲線を予め求めておいて、実際の構造物の鉄筋に孔をあけた場合のヒズミからその鉄筋の応力を推定する方法と、2方法が考えられた。前者は切断時に注意を要するが、解放されたヒズミの読みと弾性係数をかければよいのに反し、後者では現場作業では測定精度に疑問があるので、前者の鉄筋切断法によることとした。鋸で切断すると長時間かかり、作業上非常に困難が多いのでガス切断法を採用した。抵抗線ヒズミ計はいろいろな意味で熱による影響を受け易いが、種々の実験を行つた結果、遮へい板や絶縁テープによる遮断や切断カ所の冷却等適当な処置により、十分安全に熱の影響を受けずに測定を行える事が確認された。ガス切断作業開始から終了迄の間において、一時的に鉄筋内におこる熱応力(圧縮応力)

認められた。

このため死荷重応力(不等沈下の影響を含む)を測定する必要を認め、その測定方法について研究した結果、鉄筋切断時に解放されるヒズミを測定することにより死荷重応力が求められることがわかつた。

測定場所としては被害の比較的はなはだしいラーメン、フラットスラブ区域の中で基礎杭を異にし、かつ測定の容易な場所を選んだ。すなわち、R₁, R₂, R₆, F₁の基礎杭は武智杭で、R₃, R₄, R₇, R₈, F₂, F₃は松杭である。

なお、武智杭区間で斉等沈下のため被害のない構造物と比較するためにR₄を選んだ(図-11参照)。

この方法で死荷重応力を試験した結果は、フラットスラブが2000 kg/cm²を超えるものが多く、最高2560 kg/cm²に達している車が発見され、早急になんらかの補強策を実施しなければならぬ事が判明した。なお付随的に判明した事項を列記すれば次の如くである。

被害を受けていないラーメンの鉄筋に生じている死荷重応力度は最大約600 kg/cm²であるが、活荷重応力は極めて小さかつた。死荷重応力は外見上の被害程度にはほぼ対応して増大しているが、活荷重応力は被害と直接的な明瞭な関連は見られない。構造上、引張力が作用すると考えられるカ所、例えば桁中央下側鉄筋で2,100 kg/cm²に及び圧縮応力度が生

の値が降伏点を超過しないことも実験によつて確かめられた。

測定の結果ラーメンでは死荷重応力は表-4に示す通りで、変状の甚だしいラーメンはその値も大きく、変状の見られない R_4 の死荷重応力の値はそれ程大きくなかつたが、引張応力の存在を予想して測定したカ所で圧縮応力の存在している所もあつた。

表-4 ラーメンの死荷重応力度 (kg/cm²)

	R_1, R_2	R_3	R_4	R_5	R_6	R_7		R_8	
						上	下	上	下
引張応力度	1320	2020	570	1310	1520	330	120	120	230
圧縮応力度	-1400	-910	-150	-180	-700	-350	-2100	-1470	-400

フラットスラブでは死荷重応力測定結果は表-5に示す通りで、フラットスラブの下面は外部から見ても変状の甚だしい所であつたが、予想以上の大きな死荷重応力の存在することが判明した。なお、鉄筋両側のヒズミの値の差が測定誤差の範囲を超えるものがあつたが鉄筋に曲げが働いていたものと思われる。

表-5 フラットスラブの死荷重応力度 (kg/cm²)

	F_1	F_2		F_3		C_6	C_7
		上	下	上	下		
引張応力度	2050	390	2200	1110	2560	1200	1290
圧縮応力度		-360		-810		-1410	-1250

(v) フラットスラブタワミ測定

列車荷重によるフラットスラブのタワミ測定結果は図-12に示す通りである。

(vi) 結論

ラーメンおよびフラットスラブについては

① 活荷重によつて起こる応力は極めて小さい値を示し、キレツの原因が死荷重応力にある事が確定的となつた。

② 死荷重応力測定カ所はすべて理論的には引張応力の存在することを予想できるカ所で測定したのであるが、数箇所において圧縮応力の存在するのを知つた。これは構造物の不等沈下等に基づくものと判断される。

ラーメン、フラットスラブに生じている死荷重応力度は2,000 kg/cm² 以上のものもあり、許容応力、基礎の不等沈下、コンクリートのクリープによる鉄筋への応力移行や、火災の影響等によつて生じたものと判断される。構造物各部の死荷重応力は計算によつて求める事は実際問題として不可能であり、又死荷重応力間の関連性を求める事も困難な所が多い。従つて不等沈下その他によつて変状を呈した鉄筋コンクリート構造物に発生している応力は、全部実測する以外に手段のない事が確認された。

測定 F_2 の鉄筋を切り取り引張試験を行つた結果により安全率を求めると表-6に示す通りである。降伏点に対する安全率が1.0を下廻るものもある事は何らかの補強策を施さなければならぬ段階にある事を示しているも

表-6 フラットスラブ、ラーメンの降伏・破断に対する安全率

	最大死荷重応 力度 kg/cm ²	活荷重応力 kg/cm ²		和	絶対最大応力 度 kg/cm ²	安全率		杭 種	火災の 有無
		左欄に 対する値	最大値			降伏に対し	破断に対し		
F_1	2050	32	92	2082	2142	1.3	1.9	○	有
F_2	2200	19	84	2219	2284	1.22	1.78	×	有
F_3	2560	26	258	2586	2818	0.97	1.44	×	有
R_1, R_2	1260	36	36	1296	1296	2.16	3.15	○	
R_3	2020	22	38	2042	2058	1.36	1.99	×	有
R_4	570	25	61	595	631	4.44	6.47	○	
R_5	1310	—	—	—	—	—	—	×	有
R_6	1520	—	85	—	1605	1.74	2.54	○	
R_7	-2100	微少	-8	-2100	-2108	1.32	3.09	×	
R_8	-1470	14	-14	-1456	-1484	1.88	2.75	×	

注) 降伏点は2,800 kg/cm², 破断強度は4,800 kg/cm² とする。○は武智杭 ×は松杭

のと判断される。

4. 対策

すでに述べた如く、大阪駅高架橋基礎の不等沈下及びそれに伴う構造物の変状は、大阪地区産業のめざましい復興と共に昭和24年頃より再び増大したため、列車の運転確保及び構造物保全の面から早急に被害箇所を復旧補強する必要に迫られ、すでに種々の応急対策工事が実施されている。先ず列車運転の確保のための主な工事として次のものが挙げられる。

(1) 線路扛上のための P.C 桁および合成桁

駅構内線路の水準を維持するために、函型又は門型コンクリートブロックによる線路扛上案、I型桁、P.C 桁合成桁による線路扛上案等を比較検討したが、工費、保守作業その他の面より P.C 桁、合成桁を取り上げた。鉄道橋として最初の使用であるので、各種機関車による静的並びに動的荷重試験を繰返し、プレテンションによる函型の P.C 桁及び合成桁を設計し使用した。

(2) 乗降場および上屋の扛上

線路扛上に伴い、乗降場も写真-3の如く約65~126cm扛上した。この工事は場所が狭隘な上に多量の材料を必要とし、又終列車後作業を始め、翌朝初列車までに原型に復旧できるように周到な輸送施工計画を樹てた。

(3) 阪急跨線橋および単版桁の扛上

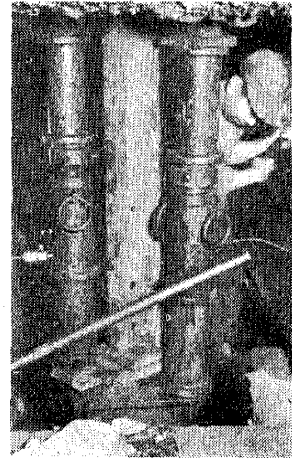
また、構造物に対する主な補強工事には次のものがある。

(1) 地下水位低下により腐蝕した木杭頭の復旧処置

この種の工法は施工例が基だ乏しく、また未知条件も多いので、工法については種々論議検討したが、写真-4に示す如く腐蝕した木杭頭を切断し、杭頭と基礎下面の間にレールを挿入し、ジャッキと楔を反復調整してプレテストを行い、所定の荷重をレールを通じて杭に再び転嫁せしめ、レールをコンクリートで巻くというアンダーポンニング工法を実施した。

写真-4 腐蝕した木杭頭の復旧処置

写真-3 4番乗降場の扛上



(2) フラットスラブの補強処置

フラットスラブ構造高架橋は、不等沈下と戦災の影響を蒙つて前項に述べた如く著るしい変状、劣化が認められたので、当時漸く注目されつつあつた注入コンクリートについて各種の試験を実施し、補強後の応力分布も検討し、写真-5の如く柱頭部を巻立て補強した。

大阪駅は毎日上下約一千本を超える列車が発着し、万人の旅客が乗降するので、上に述べた如く応急対策諸工事は高度の安全と迅速な施工を要求される。このため、いずれも着手に先立つて綿密な調査、研究及び設計に苦心が払われ、特に慎重な配慮の下に施工された。

さて、これ等の応急対策と併行して着手されていた前記の沈下に対する研究の結果、不等沈下の被害はなお果進するものと考えられ、現在施工中の応急対策工事が一応完成しても近い将来に過去の最悪の状態が再現する事になるので、この有害な不等沈下を防ぐための根本的な対策を実施する必要がある。その対策として次の種々の案を研究した。

(1) 現在の大阪駅は沈下の増大に任せて放棄し、別に新大阪駅を設計する。

(2) アンダーピンニング工法によつて天満層に達する約 25m の新杭を現在の武智杭に代つて新設し今後の不等沈下を完全に阻止する。

(3) 梅田粘土層に一定水圧の水を再充水して間隙水圧の低下、すなわち粘土層の圧密沈下を阻止する。

新大阪駅設置案は検討の結果実施に著しい困難を伴う上に、都市交通上からも妥当でない事を知つたので、沈下に対する根本的対策を実施して現在の大阪駅を存続すべきである。

アンダーピンニング工法と再充水工法は夫々得失があり、沈下状況、構造物種別その他諸条件を検討した結果、現在特に不等沈下の著しい構内東部区域にはアンダーピンニング工法、中央コンコース以西の広い範囲に対しては再充水工法の適用が妥当と考えられる。

5. 結 果

梅田粘土層の修正圧密特性と地下水位の経年変化に基いて沈下量の計算を行い、又沈下に伴う高架橋の変状について調査研究した。これによつて明らかにされた主な事項を要約すれば次のようになる。

(1) 現在の用水事情が大きく変化しない限り、今後の梅田層の圧密による年間沈下量は 2.0~3.3 cm 程度で沈下の自然停止は今後数十年間は期待出来ない。

(2) 今後梅田層の圧密による沈下量は最少 40 cm、最大 60 cm を超すものと考えられる。

(3) 変状の甚しい箇所をも含めて、機関車その他の活荷重によつて生ずる応力は予想よりはるかに低く、変状の原因を活荷重応力に求める事は不可能であつた。

(4) これに反し、死荷重応力は予想より大きい箇所が多かつた。

これに対する対策としては、アンダーピンニング工法および再充水工法を適用する事を妥当と考えるが、そのいずれも未だ施工例が甚だ乏しく特異な工法であり、具体的な施工については種々の問題があるので、この点については今後の研究を期している。

なお、この研究に当つては京都大学教授村山朔郎氏、大阪市立大学教授森田紀元氏より多大の援助を受けた。ここに深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 鈴木昌吉編「大阪府管内地下水調査報告」農商務省地質調査所報告第 63 号
- 2) 大阪府土木部港湾課編「地盤沈下統計表」
- 3) 大阪港湾技術調査会「大阪の地盤沈下に関する研究」昭和 24 年 7 月

写真一5 注入コンクリートによるフラットスラブの補強

