

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1874号

土 木 研 究 所 資 料

杭頭結合条件を考慮した橋梁
杭基礎の設計法に関する研究

昭和57年11月

建設省土木研究所

構造橋梁部基礎研究室

まえがき

杭基礎の設計法は、昭和39年3月に日本道路協会橋梁委員会下部構造小委員会が発行した「道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇」によって統一が図られ、その後の設計施工法の発達を反映して、昭和51年には上記指針の改訂が、さらに昭和55年には道路橋示方書IV下部構造編への改編が行われて現在に至っている。

このような経緯をたどって発展してきた現在の杭基礎の設計法における問題点のいくつかを挙げると

- 1) 杭に作用する水平方向地盤バネの非線型性
- 2) 水平荷重の増加にともなう杭頭変位量の増大により生じる杭頭付近での地盤の塑性化の程度とその領域
- 3) 杭とフーチングの結合度に関する設計上の仮定と実際の結合度

などである。

昭和45年7月から昭和47年12月に至る間に基礎研究室長を、さらに昭和53年5月から昭和55年3月まで構造橋梁部長を歴任された浅間達雄氏（現日本鋼構造協会事務局長）は、在任中からこれらの問題に取り組んで研究を続けられ、すでにその一部は道路橋示方書にも反映されているが、この度、一連の研究の成果をとりまとめ、論文として発表された。

これは、現在当研究室で研究を継続している杭基礎における杭とフーチングの結合法の研究にとっても貴重な資料となるので、氏の承認のもとに印刷し、広く資料としての利用を図るものである。

昭和57年11月

構造橋梁部長 成 田 信 之

基礎研究室長 浅 沼 秀 弥

目 次

1. 序 論	1
2. 杭とフーチングとの結合部の構造	4
2.1 ま え が き	4
2.2 応力の照査法	4
2.3 構 造 の 検 討	7
2.4 構 造 の 実 験	12
2.5 中詰コンクリートを打設した鋼管杭に関する実験	21
2.6 PC杭の杭頭部の結合に関する実験	51
3. 杭頭回転バネ定数を考慮した設計計算	54
3.1 ま え が き	54
3.2 突出長のない弾性地盤反力法	55
3.3 突出長のある弾性地盤反力法	57
3.4 杭頭回転バネを考慮した場合の修正杭軸直角バネ定数 (K_1, K_2, K_3, K_4)	59
3.5 K_1, K_2, K_3, K_4 の効用	60
3.6 考 察	61
4. 杭頭回転バネ定数についての実験	75
4.1 SC杭	75
4.2 PC杭	78
4.3 鋼 杭	83
4.4 場所打ち杭	86
4.5 考 察	87
5. 水平変位量の決定	92
5.1 水平変位量の考え方	92
5.2 大变位水平載荷試験による検討	95
5.3 杭の仮想突出長を考慮した計算法	111
5.4 水平載荷試験結果による考察	112
5.5 考 察	118
5.6 実用的な設計計算法の提案	132

6. 結 語

- 6.1 杭頭とフーチングとの結合部の構造の強度 135
- 6.2 杭頭結合構造における変位 136

謝 辞

附 録 1. 杭頭とフーチングの結合部の鉛直押し抜き実験のFEM軸対称弾性解析における諸元

附 録 2. 工事費を最小にする杭基礎最適フーチング形状の選定

参考文献

1. 序 論 ※1※2

杭基礎は最近の短時日の間に急速な発展を遂げたが、その過程は新材料、あるいは新工法による施工が先行し設計手法は後追いの形をとっている。したがってその設計手法、あるいは構造の細目については未だに未解明の部分が多く、気がつかない分野、気がついても解明の手段がないままに放置されている分野がある。

筆者はそれら未解明の分野における提言を行なうが、そのため杭基礎の発展過程とその問題点の展望を行なうこととする。

わが国の道路関係でP C杭が使用されたのは昭和37年、首都高速道路公団により施工された羽田から東京都心に至る高速1号線の東品川地先における橋梁下部工事が最初であった。使用された杭の直径が $\phi 500\text{mm}$ で、この附近の水質が非常に悪く、従来のR C杭では打込み時に生ずる引張応力でひび割れが入り、杭の鉄筋が腐蝕する恐れをなくすために始めて採用されたものである。

因みに通産省統計によるコンクリート杭の出荷状況はR C杭は昭和41年よりほとんど横這いであるのに対し、P C杭は顕著な伸びを示し昭和45年にはR C杭の量を上回ったのに反してR C杭はこの頃から下降の線を辿ることとなる。

またわが国において鋼杭が使用されたのは昭和29年、運輸省第二港湾建設局が塩釜港に米軍L S T棧橋として横棧橋を建設したのが最初で、これを契機として橋梁、建築の基礎などにも鋼杭が使用されるようになった。橋梁の下部構造に鋼杭が使用された例としては昭和33年、建設省関東地方建設局の国道6号線の八間堀川橋において筆者らがパイルベント方式の橋脚に使用している。

鋼杭は杭径 $\phi 300\sim\phi 800\text{mm}$ が多く使用されて、 $\phi 1000\text{mm}$ 以上の鋼管を構造物の基礎として使用されることはなかったが、昭和38年に琵琶湖大橋下部工に $\phi 1,200\text{mm}$ 、 $\phi 1,500\text{mm}$ の鋼管杭が打設され、この頃から大口径鋼管杭が広く利用されるようになった。

このように遠心力コンクリート杭および鋼杭が爆発的な勢いで伸びたのは、昭和30年頃から、いわゆる「設備投資ブーム」が起り道路整備、工業団地造成、および鉄道、港湾の整備などの産業施設の拡張工事が全国的に記録破りの規模で行なわれたこと、設計においても後追いはあったが、杭の設計指針が建設省などの発注先で整備されたこと、施工においてはディーゼル・ハンマーの輸入など各種杭打機械の発達により長大杭の打込みが可能になったこと、溶接など杭の継手に信用のける手法が確立されたことなどが理由として挙げることができよう。

一方、建設時の騒音、振動などの建設公害に対処するための方向として、場所打ち杭が当時の「無騒音無振動工法」という名前で登場してきたのは、昭和29年に国鉄がベント機 $\phi 6$ 型を輸入したのに始まる。昭和33年には日本道路公団が名神高速道路の猪名川橋基礎工に30~35m長さのベント杭を打込み各種の実験や測定も同時に行なわれている。当時としては無公害工法として採用することより、玉石混りの土質でも、あるいは深さ50mでも施工可能であるという触れ込みが信用できるか発注者として非常に迷った時代でもあった。昭和36年に建設省関東地方建設局の

新三国大橋の基礎工として、筆者は $\phi 800$ mmのベノト杭の採用に踏み切り、一喜一憂の結果、55mの深さまで打設したものである。

杭基礎の初期の段階においては地盤中に木杭を打設して、いわゆる地盤の地耐力を強化する地杭的存在であり、杭頭はフーチング下面に10cm程度、埋込むように切り揃えられ特別の杭頭処理は行なわれていない。これは鉄筋コンクリート杭についても同様で杭頭部は切断されたままであった。当時は杭の設計手法としては特になく、設計はすべて直接基礎的な地盤反力を算出し、これを分担するように杭の配置を定めて、すべて鉛直支持力の観点からのみ計算されていた。

しかしながら、個々の設計者がY.L.Changの式などを研究し、材質も鋼杭などのように強固で、かつ、加工し易い杭が出現するに及んで、杭のみで鉛直荷重、あるいは水平荷重を支持することが計算上も可能になったことから、杭基礎はケーソン基礎と肩を並べる程の重厚な基礎形式として脚光を浴びることとなった。

前述の建設省の杭基礎の設計指針もこれら既往の実績をとりあえず纏めたものであるが、何分、新規の分野のことでもあることから、その作製に3年の月日を要し刊行されたのは昭和39年になっている。

その内容としては当時、通用している多種類の計算方法、あるいは矛盾し合っている設計法や考え方をできるだけ同一土俵にのせて安全率という観点で統一を計っている。また、杭の設計施工法が大きく発展する転換期にあるため、特に新しい工法の発展をさまたげないようにしたこと、全面的に承認されているといわれない考え方でも実用上の利点が高く、ほぼ、間違いないと理解されているものは積極的にとり入れたこと、あるいは、杭群の設計の時にどのような仮定を設けるのがよいか、さらに極限設計的な考慮を行なってよいか、どうかなどについては、ほとんど全分野にわたって未解決の点が残されていることなどが強調されており、今後の実験および研究の分野の広いことを示唆している。

特に杭頭については変位量の算出が義務づけられたことに伴って、その結合構造が剛結か、ヒンジかによって算出変位量、杭頭曲げモーメントの値が非常に異なってくるが、杭頭とフーチングの結合部については「道路橋示方書」において「結合部に生ずる各種応力に対し、安全に設計しなければならない」と規定してあるのみで、具体的な設計手法には触れていない。したがってこの杭頭処理の設計施工例がまちまちで、同じ剛結構造の計算を行っておりながら、その剛結程度が明らかでない上に必要工費にも大きい差異があった。

筆者はその代表的な形式として、杭径分をフーチング内に埋込む「埋込み型」工法と、杭頭曲げモーメントに抵抗できる鉄筋を杭頭に溶接、あるいは埋込んでフーチング内に定着する「鉄筋定着型」工法の2種類の構造を提案した。この構造方式は建設省道路局から、昭和47年に課長通達の形で道路橋の統一工法として全国に流され、昭和51年8月の示方書改訂の際にそのまま規定として採用されている。この構造はいづれも剛結構造であるが、当時、設計計算上、杭頭の水平変位量が大きくなる欠点が致命的であるとされていたので、ヒンジ構造については推奨しなかった。

もう一つ重要なことは水平変位量の許容値に関することである。前述したように、Y. L. Ohangの式は水平荷重に対して杭のみで抵抗させているのが、本来、零であるべき地表面においても変位量に杭軸直角方向のバネ係数を乗じた反力を仮定する。これは当時、バネ係数の定め方にも不確定要素が多分にあったことと、地表面近くにおいて過大な反力を与える危険性を考慮して、水平変位量の許容値として1 cmが推奨された。またバネ係数を定めるにあたって最も確実な杭を用いた水平載荷試験が採用され、おおむね水平変位量1 cm程度の載荷試験がほとんどであった。

昭和51年の示方書の改訂にあたっては、杭群全体の設計手法が全面的に見直されている。所要杭本数の算定にあたって、従来の計算法は杭群全体に作用する鉛直荷重と回転モーメントに対しては、杭の鉛直反力でつり合わせ、水平荷重に対しては杭の水平抵抗でつり合わせる方法であるが、計算が簡単で手計算でもできるので盛んに使われてきた。

しかしこの方法は

- 1) 杭頭とフーチングの結合がヒンズである。
- 2) 直杭を対象としており、しかも杭配置が対称である。

という場合しか力学的に正しい値が得られない。特に杭頭が剛結か、ヒンズかはその構造のみで判断しており、昭和大桥（新潟市）のようなパイルベント橋脚などの場合には、杭頭の構造そのものは剛結であるが、全体計算における変位量はヒンズ構造とした場合の変位量になるのに、旧来の計算法による変位量はその1/2の値にしかないという致命的な違算を犯す危険があった。

杭頭反力を線形弾性的に求めるには、杭基礎全体の変位、つまりフーチングの変位をバネマトリックスを介して、杭全体に作用する水平力、鉛直力、および回転モーメントにつり合わせた式を解く必要があり、この方法を変位法と呼ばれる。この変位法の計算は従来の計算法と比較して遙かに複雑であるが、コンピューターの普及に伴ない新示方書では変位法の採用に踏み切ったものである。

変位法の採用にあたって杭頭とフーチングとの結合条件は完全ヒンズか、完全剛結かのいずれかを考慮している。また、水平変位量の規制値として基準変位量と定義して、既往の施工例の設計水平変位量を統計処理値として常時1 cm、地震時1.5 cmと定めているが、従来の示方書で推奨値を統計処理すれば、常時1 cm、地震時1.5 cmとなるのは当然である。この変位法という繁雑な計算にふり回されてコンピューター計算にありがちな具体的な設計の基本概念がともすれば見失われる欠点もでてきている。

2. 杭とフーチングとの結合部の構造

2.1 まえがき ※3 ※4 ※5 ※6 ※7

杭とフーチングとの結合部の構造は構造物の種類、フーチングの形状寸法、杭の種類、寸法、地盤条件などによって異なり種々な方法が考案されているが、いずれの結合方式によっても杭とフーチングとの結合部に生ずる各種の荷重に対して安全に設計されなければならないことはいうまでもない。

筆者は杭とフーチングとの結合部について、どのような構造が用いられているかを把握するため昭和46年度に全国的な調査を行なった。

杭基礎の設計における杭とフーチングとの結合構造としては剛結とヒンジの二つの結合方法がある。しかしながらヒンジ結合として設計が行なわれている例はR O杭を擁壁の基礎に用いた場合に見受けられる程度であったが、この理由としては

1) 橋梁の基礎杭として用いる場合には変位量の規制値で杭本数が定まることが多いので、剛結として設計した方が経済的である。

2) 従来から剛結を前提として設計施工した結果、なんらの支障も生じていない。

3) 耐震設計上、剛結による方が不静定次数が大きいので安全性が高いとみなし得る。の点が考えられる。当時、ヒンジ構造として信頼できるものがなかったので、筆者は橋梁の基礎として杭を用いる場合には原則として剛結条件を前提として設計することを推奨したが、ヒンジ結合として信頼するに足る構造があれば拒否しているわけではない。

杭とフーチングとの結合を剛結とする場合には軸方向力（押込み力または引抜き力）、水平力、および杭頭曲げモーメントが作用するが、杭頭曲げモーメントの取扱いによって二つの方法に大別できる。埋込み型は、フーチング内に埋込んだ杭部によって受ける方法であり、鉄筋定着型は杭頭部上方のフーチング内に鉄筋を延長し鉄筋コンクリート断面を仮想して受ける方法である。すなわち、フーチング内への杭の埋込み長の大きいものが前者であり、小さいものが後者であるといえることができる。

杭の種類ごとには鋼管杭、P O杭、およびR O杭のような既製杭に対しては埋込み型、鉄筋定着型のいずれも使用できるが、場所打ち鉄筋コンクリート杭は鉄筋定着型が考えられる。筆者は杭頭とフーチングとの結合構造の実用的な応力の照査法として、図2-1および図2-2のように定めた。

2.2 応力の照査法 ※7

1) 埋込み型の照査法

a) 図2-1のように杭頭部に作用する押込み力、ないしは引抜き力、水平力、および曲げモーメントのすべてに対して抵抗できるように照査する。

b) 杭頭部はフーチング内へ少なくとも杭
径だけ埋込む。($l \geq D$)

c) フーチングコンクリートの垂直支圧応
力度: σ_{cv}

$$\sigma_{cv} = \frac{4P}{\pi D^2} \leq \sigma_{ca}$$

d) フーチングコンクリートの水平支圧応
力度: σ_{ch}

$$\begin{aligned} \sigma_{ch} &= \sigma_{ch1} + \sigma_{ch2} \\ &= \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ca} \end{aligned}$$

e) フーチングコンクリートの押抜きせん
断応力度: τ

$$\tau = \frac{P}{\pi (D + h_1) h_1} \leq \tau_a$$

f) 蓋板と十字補強板

$$t_1 = t_2 = 22 \text{ mm} \quad h_2 = 30 \text{ cm}$$

ただし, t_1 : 蓋板の板厚

t_2 : 十字補強板の板厚

h_2 : 十字補強板の高さ

g) フーチング端部の杭については水平方
向の押抜きせん断応力度について照査す
る。

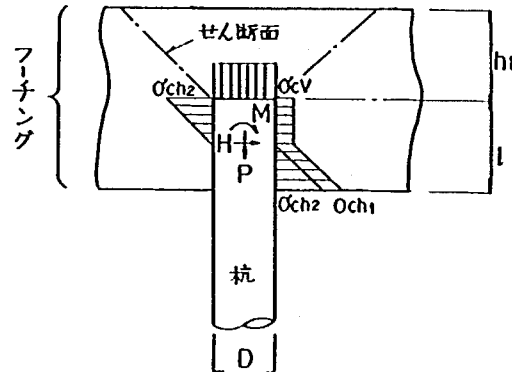


図 2-1 埋込み型結合法

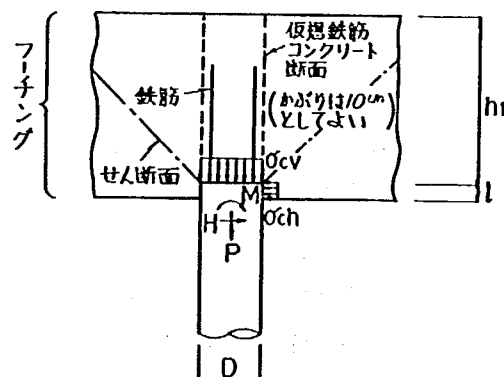


図 2-2 鉄筋定着型結合法

2) 鉄筋定着型の照査法

a) 図 2-2 のように杭頭部に作用する押込み力, ないしは引抜き力, 水平力, および曲げモーメントのすべてに対して抵抗できるように照査する。

b) フーチングへの杭頭部の埋込みは 10 cm とする。

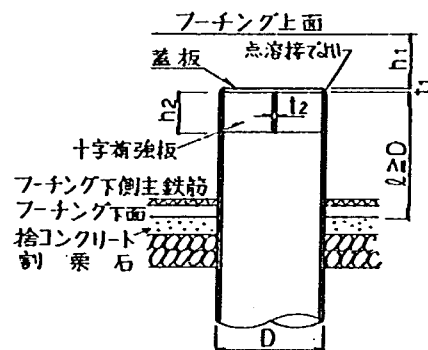
c) 埋込み型による c), e), f), g) にしたがって照査する。

d) フーチングコンクリートの水平支圧応力度: σ_{ch}

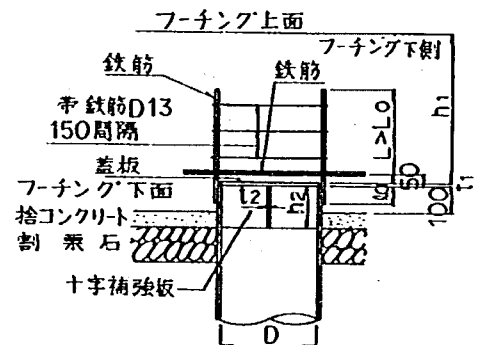
$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ca}$$

e) 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

押込み力 P と曲げモーメント M, または引抜き力 P と曲げモーメント M が作用する場合には鉄筋コンクリート断面を仮定して, コンクリートと鉄筋の応力度を照査する。

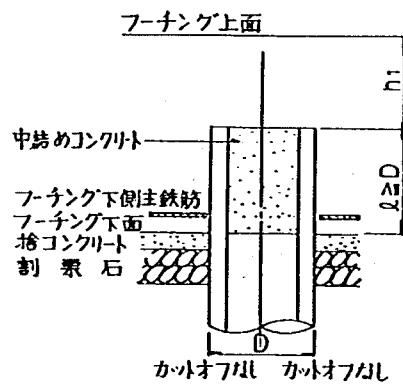


(a) 埋込み型

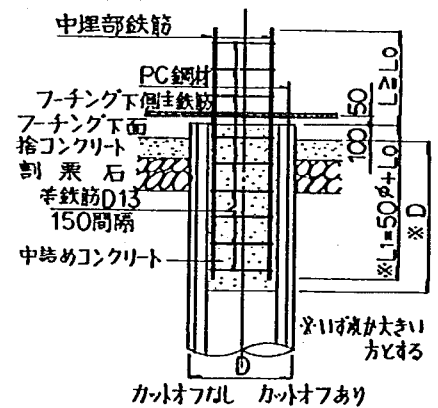


(b) 鉄筋定着型

図 2 - 3 鋼管杭の構造細目



(a) 埋込み型



(b) 鉄筋定着型

図 2 - 4 PC杭の構造細目

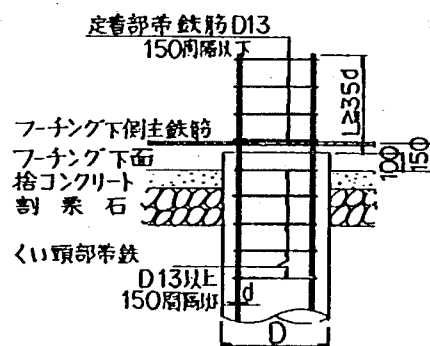


図 2 - 5 場所打ち杭構造細目

f) 鉄筋の定着

イ) 溶接部のせん断応力度: τ_s

$$\tau_s = \frac{\sigma_{ss} \cdot A_{st}}{1.4 \lambda \cdot \ell_o} \leq \tau_{ss}$$

ロ) 鉄筋の定着長: L_o

$$L_o = \frac{\sigma_{ss} \cdot A_{st}}{\tau_{ss} \cdot u}$$

ただし, A_{st} : 鉄筋の断面積 (cm^2)

σ_{ss} : 鉄筋の許容引張り応力度 (kg/cm^2)

λ : すみ肉溶接の脚長 (cm)

ℓ_o : 溶接長 (cm)

τ_{ss} : 鉄筋のすみ肉溶接の許容せん断応力度 (kg/cm^2)

τ_{os} : コンクリートの許容付着応力度 (kg/cm^2)

u : 鉄筋の周長 (cm)

3) 以上のような照査を経た推奨構造は図2-3, 図2-4, 図2-5となる。

2.3 構造の検討

1) 鋼管杭の場合 ※3 ※4 ※5 ※6 ※7 ※8

a) 杭頭部の剛結の度合

杭をフーチングの中に埋込んだ場合に, その剛結度がどの程度になっているかが, まず問題になる。

埋込み型に相当する試験としてはフーチング中の鋼管杭の埋込み長さを変えて, 図2-6に示すような方法で試験したものである。杭は径160mm 肉厚3mmの鋼管杭で, 埋込み長さ ℓ を杭径 D の0.4~3.3倍の範囲で変化させて, フーチングに相当するベースコンクリート中に埋込んで載荷試験をしたものである。

杭の剛結度を

$$O_F = \frac{\delta_m - \delta_c}{\delta_c}$$

ここに, O_F : 剛結の割合を表わす係数

δ_m : たわみの実測値 (cm)

δ_c : 片持梁と考えて計算したときのたわみ

の理論値 (cm)

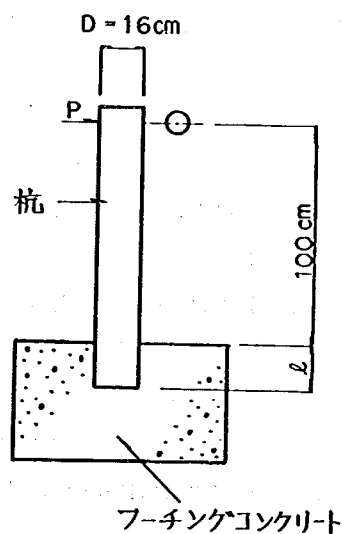


図2-6 剛結度の試験

として表わし、杭の埋込み長さと杭径の比との関係で表示すると図2-7に示すようになる。

杭頭の剛結の度合はどのような形で表現するのが最も妥当であるか疑問のあるところであるが、図2-7は単純に理論上の完全剛結と対比したものである。図2-7から考えると、たとえ3Dだけ杭を埋込んでも完全剛結とはなり得ないことを示している。

これは杭と接しているコンクリートの部分が変形することによると考えられる。したがって完全剛結状態を確保することは著しく困難であり、完全剛結とヒンジの中間状態で完全剛結に近い条件の場合を剛結として使用せざるを得ない。

そこでDより大きな埋込み長さを有する場合には剛結の度合がほとんど変化しなく、さらに試験時の最大荷重に至るまで G_F の変化の少ないことから、少なくとも杭径だけ埋込んだ場合を剛結と考えて設計することに定めたものである。

鉄筋定着型に相当する試験はこの時点で鋼管杭に関して行なわれたものはない。それに対してP O杭において杭頭の座板に結合鉄筋を溶接して図2-3(b)に準じた方法による試験結果があり、鉄筋を溶接した方法は杭径だけ埋込んだ方法とほとんど差がないとみなし得るので、それを参考にして鋼管杭の鉄筋定着型の方法も剛結にすることにした。しかしながらこの点についてはその後確認の試験を行なっている。

b) 各部の設計

各部の設計は主として従来から用いられている方法に基づいて算出することになっているので、あまり問題はないと思われる。

たとえば、水平力に対する杭の必要埋込み長さを計算したものが図2-8である。この場合は杭の土中における横方向地盤反力係数は 1 kg/cm と仮定して計算した。これによると通常、作用すると考えられる水平力に対しては2.2応力の照査法で定めた埋込み長さによって十分抵抗できることがわかった。

また、コンクリートフーチング中に生ずる支圧応力度の測点結果を図2-9に示す。これによると測定値は計算値に比較して著しく小さく、荷重の分散効果が見受けられるが、未だ定量的に把握されていない。

押抜きせん断応力度の照査の式は、せん断面の仮定の相違によって、いろいろな式が用いられ

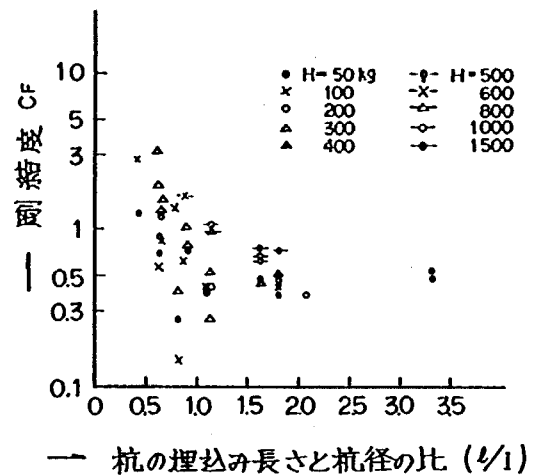


図2-7 剛結度と杭埋込み長さの関係

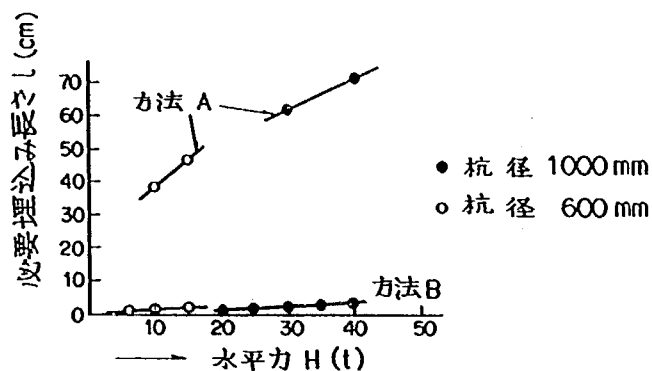


図 2-8 水平力と必要埋込み長さの関係

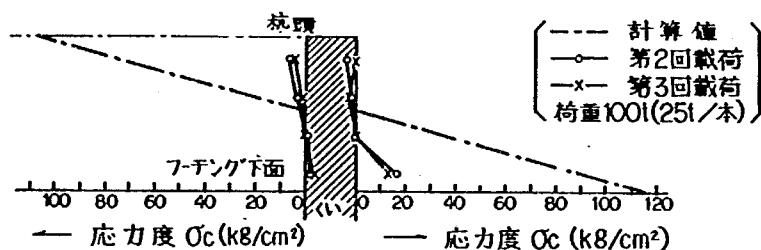


図 2-9 コンクリートの支圧応力度分布 ($L=D$ の場合)

ているが、押抜きせん断応力度についての試験結果がないので判定の仕様がなく、ここでは土木学会の鉄筋コンクリート標準示方書に基づく照査法にした。しかし、これら3式によって杭頭上の必要フーチング厚さを求めた図 2-10 より考えて、従来から用いられているフーチング厚さがあれば十分である。

垂直支圧応力度に対しては調査した施工例はすべて蓋板を取付け杭頭部全面を有効とする設計が行なわれている。蓋板の曲げ応力度の照査について、計算式も挙げられていたが、根拠が明確でない上にそれによるとかなり大きい値になるので、実用的でなくここでは実績に基づいた厚さや構造にしてある。

したがって杭径が大きくなるとより十分な補強を行なう必要があり、杭の中にコンクリートを中詰する方法や補強板を多くする方法を検討しなければならないが、ここでは適用範囲を便宜的に径 1 m 以内に限定してある。

埋込み型による設計において引抜き力が作用した場合に対する照査が省略されているが、これ

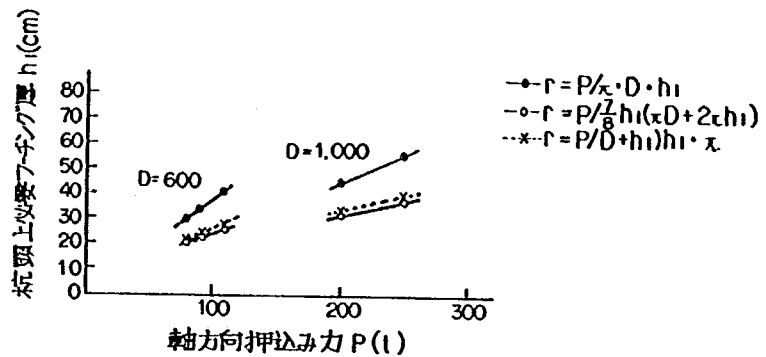


図 2-10 押抜きせん断応力度による杭頭上のフーチング厚

は、P O杭の杭頭部に中詰したコンクリートに期待される付着応力度から判断して、フーチング内に埋込まれた杭周面にて抵抗できるという技術的判断に基づいたものである。

埋込み型により杭頭部を処理する場合には図 2-3(a)に示されるように、杭断面によってフーチング下側に配筋される主鉄筋が切断される。したがってそれを補う必要があり必然的に斜めに主鉄筋を入れなければならない、そのため主鉄筋方向に換算した有効断面積だけが有効になってくる。

この方法によって配筋した場合には、少なくとも 4 本の鉄筋が重なってくることになり、施工上かなり複雑な配筋となる上に、コンクリートの打設も難しいので、十分に注意して行なう必要がある。

鉄筋定着型により杭頭部を処理する場合にはフーチング下面にて断面が連続しないので、応力集中が生じ杭側面のコンクリートに引張応力が発生してくる。したがってそれに対する配筋鉄筋として杭の周囲にリング状に配置することにした。このリング筋はフーチング中に埋込まれた杭の周囲に配筋することが望ましいが、所要の鉄筋のかぶりが確保できないので、フーチング下側主鉄筋に結びつけて、そのすぐ下側に入れるようにした。

また、鉄筋定着型による設計において、軸方向力と曲げモーメントが作用する場合には、仮想鉄筋コンクリート断面を考えて照査するが、これについては次に述べる P O杭についての試験結果に基づいて準用したものである。

2) P O杭の場合※9

a) 杭頭部の剛結の度合

P C杭も鋼管杭と同様に原則として剛結で設計するが、剛結の度合については図 2-7 に示したものと大差ないので、埋込み型による場合は鋼管杭と全く同様に取扱うことができる。

一方、P O杭の載荷試験結果より回転バネ定数を評価し、杭を弾性床上の梁として完全剛結の場合の杭頭の水平変位量に対する比として剛結度を考えてみると図 2-4(b)のように P O杭の内

部のみを補強した場合には、杭頭の水平変位量は剛結の場合の1.2倍することにした。

ただし、杭内部の補強とともに杭体内に予め補強鉄筋を埋込んでおき出しした場合や、杭頭部の座板に鉄筋を溶接した場合には変位が増大しないので、鋼管杭と同様に剛結とみなして設計することにした。

b) 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

杭頭部上方のフーチングを鉄筋コンクリート断面と仮定し、軸方向力と曲げモーメントに抵抗する場合には、鉄筋コンクリート断面としての仮定の妥当性を調べなければならない。

これは杭頭部の補強鉄筋に歪ゲージを貼り付け、補強鉄筋に生ずる歪を測定している資料によって応力度を算定して検討してみた。

コンクリートの応力度が許容曲げ圧縮応力度付近の荷重に対して、任意の半径 r を有する鉄筋コンクリート断面を仮定し、仮想断面緑端の応力度を求めると、図2-11に示すように半径 r と応力度 σ_c 、 σ_t の関係が得られる。この場合には計算の便宜上、全断面を有効としているがこれに対して鉄筋の歪よりコンクリートの応力度を推定し、平面保持の原則に基づくと相当する半径 r が求められる。

これにより計算してみると、杭体内部にコンクリートを中詰して鉄筋を補強した場合、および杭頭部の座板に鉄筋を溶接した場合には杭径にほぼ等しくなっており、杭の外径にコンクリートを巻きつけ鉄筋で補強した場合には、外巻きコンクリートの外径にほぼ等しいことがわかった。したがって杭径を考えた鉄筋コンクリート断面の仮定はほぼ妥当であろうといえることができる。

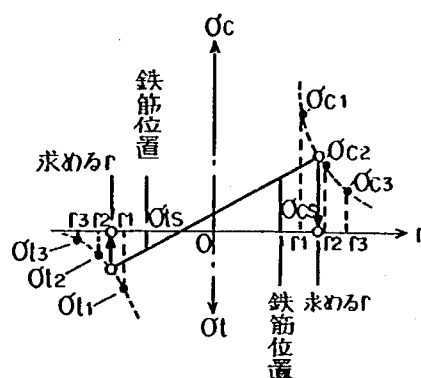


図2-11 半径 r の算出

c) 各部の設計

道路橋示方書によると、責任技術者は杭の制限打撃回数と打止め時の貫入量を指示するように規定されており、支持層の起伏が激しい場合などはP C杭の頭部をカットオフする場合がある。カットオフした場合にはプレストレスが不足するので、プレストレスの欠損を補わねばならず、一般には鉄筋を杭の内側や外側に追加して補強する。

この得失について試験された結果、終局耐力については内巻コンクリートが有効であるが、設計荷重程度ではほとんど差のないことが報告されている。しかし、外側に補強すると杭周辺の地盤を乱すこと、上の掘削などの工程が増えること、および杭頭を汚すことなどの好ましくない点が多いので、施工上の便宜さも考えてここでは内巻とすることにした。

杭頭部の垂直支圧応力度を受けるためには杭体内に中詰コンクリートを入れなければならない。

中詰コンクリートとP O杭との間の付着
応力度については図2-12に示すよう
に、かなり期待することができ、これか
ら判断して杭径の長さの分だけコンクリ
ートを中詰すれば十分である。なお、杭
径が大きくなると杭の肉厚が厚くなり、
その部分だけで支圧応力度は大丈夫にな
るので、この場合は杭径に対する制限は
不必要になる。

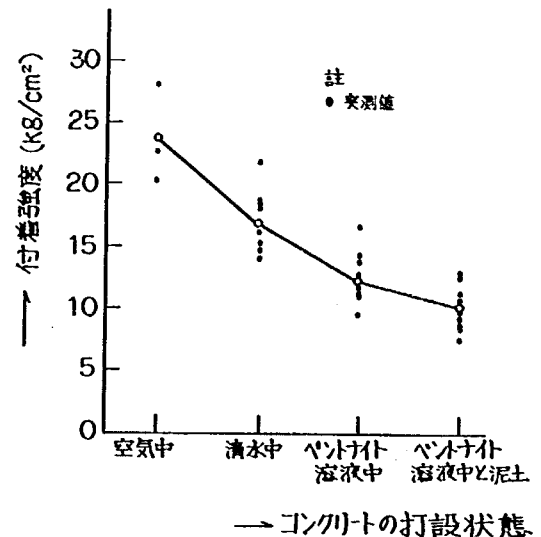


図2-12 中詰めコンクリートの付着強度

2.4 構造の実験 ※ 10

1) 目的

前節においては杭とフーチングとの結
合部の照査法に関する調査を行ない、多
くの設計例、および杭頭部に関する実験

例、試験例を蒐集、分析し机上検討により取りあえず推奨構造として二つの方法を提案した。

この提案が通達として全国に配布された後、建設省土木研究所において、上記の構造の安全性
および照査法の妥当性を確認する意味で模型による載荷実験を実施した。この実験は昭和47年
度、48年度の2ケ年に亘って実施したが、杭頭結合法の整理にあたって次の点に留意してまと
めた。

- 推奨構造で示した照査法の仮定が応力的に満足されているかどうか。
- 推奨構造では杭とフーチングの結合度を剛結としているが、その剛結度がどの程度満足されて
いるか、または構造形式による差があるかどうか。
- 結合部の最終耐力はどの位か。構造形式により差があるかどうか。

2) 実験装置および方法

供試体としては土木研究所の実験ビット(3m×3.5m×深さ2.5m)に直径318.5mm、肉
厚10.5mmの鋼管杭4本から成るフーチングを作製し、フーチング上に橋脚に相当する部分を設
けて、ジャッキによる鉛直載荷試験(鉄筋定着型のみ)で90t、水平載荷試験では埋込み型で
100t、鉄筋定着型で70tであった。

この実験の目的が橋脚相当部よりフーチングを通じて、杭に伝達される応力状況の調査である
ので、応力伝達が明確になるよう、杭の下端をコンクリートの中に拘束し、模型の変形が小さく
なるようにしてある。図2-13に実験に用いた模型の形状、寸法、杭頭構造の詳細、フーチン
グ構造図を示してある。

埋込み型は杭径に相当する30cmをフーチング中に埋込ませてあり、杭については杭頭に16

mmの鋼板が載せてあるのみで、フーチングには斜め鉄筋によりフーチング下面の鉄筋を補強してある。

鉄筋定着型は10cmだけ埋込み16mm厚の蓋を載せ、鋼管杭の周りには円周方向の引張応力に抵抗できるように16mmのリング筋が入れてある。また、2.3.1) a) 杭頭部の剛結の度合で述べたように鉄筋定着型は載荷試験例が少ないので、特に鉛直試験を行なっている。

3) 杭頭結合部の鉛直方向挙動

杭頭部の応力分布を P_1 杭について纏めると図2-14のようになり、計算値と比較すると図2-15のようになる。図2-15における実測値には各分布の最大値を採用し、計算値はつぎの式に基づいて求めたものを図示している。

$$\text{フーチングコンクリート支圧応力度: } \sigma_{cv} = \frac{4P}{\pi D^2}$$

$$\text{杭体の応力度: } \sigma_p = \frac{P}{A_p}$$

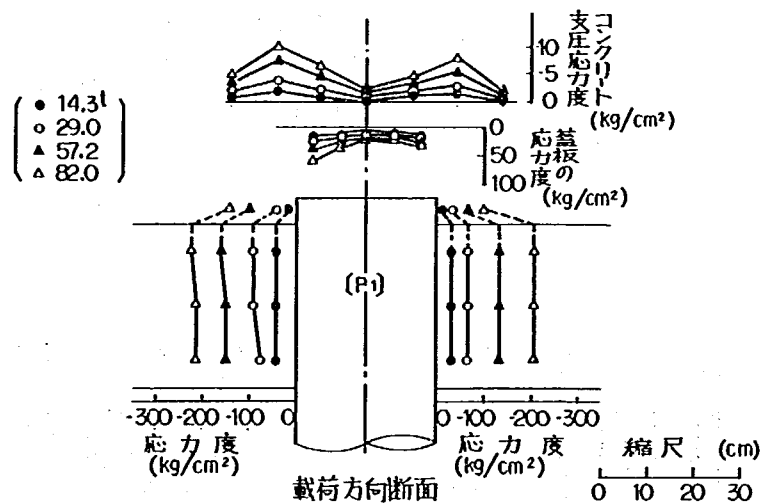


図2-14 鉛直荷重の応力度分布

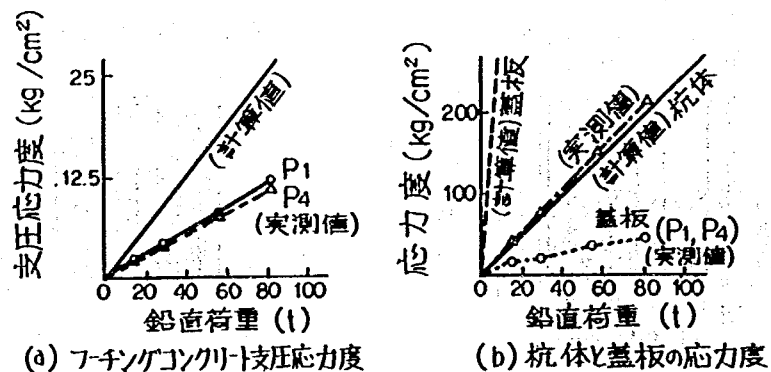


図2-15 計算値と実測の比較

$$\text{蓋板の応力度: } \sigma_{\text{c}} = \frac{99}{320} \sigma_{\text{c}} \left(\frac{D}{t} \right)^2$$

ここに、P : 杭体に作用する荷重

D : 杭 径

t : 杭の肉厚

A_p : 杭の断面積

これらの測定結果より杭頭直上のコンクリートの支圧応力度は杭肉厚部の影響をうけて、杭外周面に近い位置で最大値となり、しかも杭径よりかなり広い範囲に分布していることがわかる。図2-14の分布より外挿すると、分散角度はほぼ60°であるとみなしうる。これは10cmの杭頭埋込部のコンクリート付着応力度を通じて杭体に伝達される鉛直荷重が存在することによると考えられる。したがって実測値はその最大値でも計算値の1/2程度にしか達しておらず、平均化して取扱うとさらに小さくなってくる。

蓋板の応力度は著しく小さく、最大荷重82t時にも50kg/cm²を上回らない。このことはコンクリートの支圧応力度分布より考えて、明らかに杭肉厚部より集中して伝達してくることから納得できる。従来から一部の設計に用いられていた蓋板の応力度計算によると、かなり過大な蓋板を設計していたことになる。同様な傾向は埋込み型についてもあると判断されよう。

橋脚相当部、フーチング、および杭体の測定された応力度を積分することにより全荷重に直して載荷重と対比し、載荷重が各部に伝達する割合を表2-2に示す。各応力度の完全な影響範囲は到底把握できないので、多少の誤差はあるが各部の応力度が正しいことの証明になろう。したがってフーチングコンクリートの支圧応力度、あるいは蓋板の応力度が著しく小さいけれども、試験は十分な精度を有している。

表2-2 鉛直荷重の伝達状況

各部 \ 荷重(t)	14.3 (100)	29.0 (100)	43.1 (100)	57.2 (100)	69.1 (100)	82.0 (100)
橋脚相当部	14.8 (103)	28.7 (99)	40.7 (94)	52.8 (92)	62.9 (91)	74.1 (90)
フーチング	12.4 (87)	27.2 (94)	38.4 (89)	52.0 (91)	62.0 (90)	74.0 (90)
杭 体	15.2 (106)	31.0 (107)	44.8 (104)	59.0 (103)	71.6 (104)	85.2 (104)

(注) ()内は荷重を100としたときの伝達割合を示す。

4) 杭頭結合部の水平方向挙動

水平方向試験も全体形として線形の範囲内の挙動に収まっている。荷重-変位の関係を橋脚相当部で示すと図2-16のとおりで線形に近いが、載荷重45tより若干挙動が変化してきているが、この傾向は杭を固定しているベースコンクリート部で顕著に現れているのでその影響と考えられる。

杭頭部の応力分布をP₁ 杭、P₄ 杭について示すと、図2-17の結果が得られコンクリート中の水平支圧応力度、杭頭アンカー鉄筋の応力度、および杭頭曲げモーメントについて計算値と実測値を対比させると図2-20のようになる。

フーチングコンクリートの支圧応力度：

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl}$$

ここに、H：杭頭に作用する水平力

l：杭の埋込み長さ(10cm)

より求められ、杭頭アンカー鉄筋の応力度はアンカー鉄筋を含んだ仮想鉄筋コンクリート断面として求めたものであり、杭頭曲げモーメントは変位法によって算出したものである。

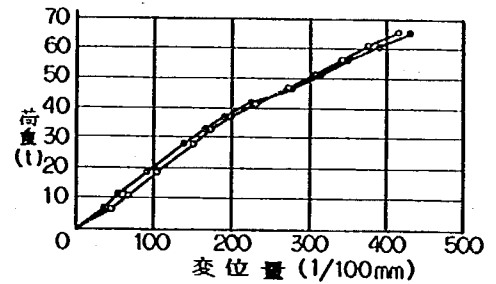


図2-16 荷重-変位関係

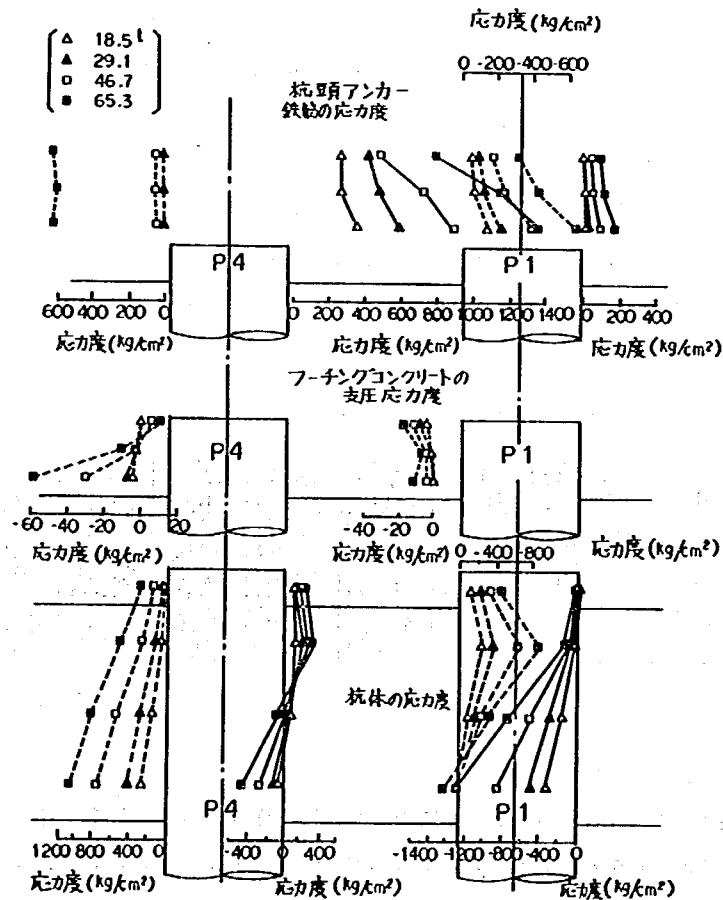


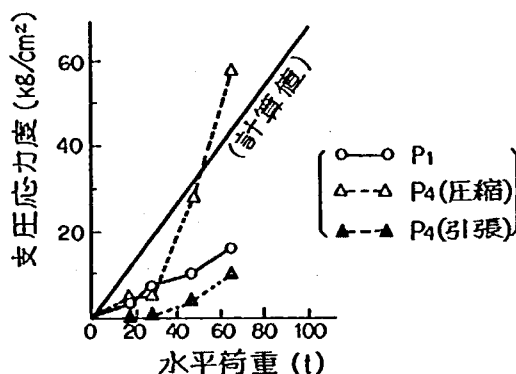
図2-17 応力分布(P₁, P₄)

杭頭曲げモーメントを計算する場合にはベースコンクリートの地盤反力係数を必要とするが、これはベースコンクリート直上で測定した変位量より逆算して 200 kg/cm^2 を用いた。

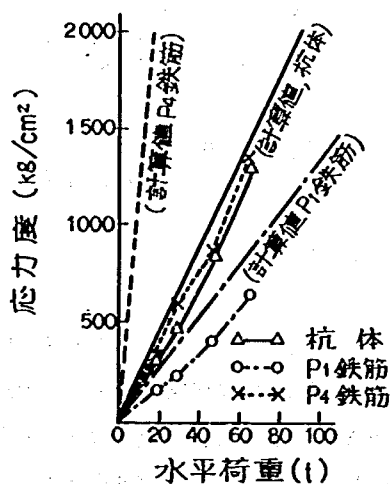
この結果より鉄筋定着型の押込み側の P_1 と引抜き側 P_4 とでは明らかにその挙動に相違がある。水平支圧応力度の分布より P_1 では全面が圧縮されているが、 P_4 では杭の埋込み部で回転を生じている。このことは明らかに P_4 の拘束の弱いことを意味し、ともに P_4 では荷重が小さい段階ではアンカー筋の一部にほとんど応力が生じておらず鉄筋が有効に働いていない。これはコンクリートと杭の付着の影響と考えられ、荷重が大きくなると有効な働きをしないと考えられる。

この影響については図2-19のようにアンカー鉄筋と杭体埋込み部の荷重分担割合を示すと明確になる。図2-19において P_N' は杭体埋込み部で分担する引抜力であり、 P_N'' は杭頭アンカー鉄筋で分担している引抜力である。

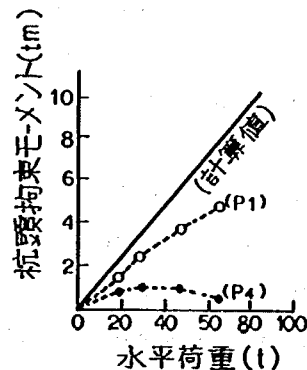
しかし図2-18(c)よりわかるように杭頭を完全剛結状態に結合することは著しく難しく、押込み側の杭でも完全剛結になっていない。これはコンクリートが歪むための影響と考えられ、いずれにしても剛結度が少し低下することは止むを得ない。しかしながら試験前に予想した破壊荷重の2.5倍の荷重を与えても模型は破壊するには至らなかった。この二つの事実を考え合せてみると、引抜き側で若干拘束効果は低くなるが、実際にはかなり



(a) フーチングコンクリートの支圧応力度



(b) 杭頭アンカー鉄筋の応力度



(c) 杭頭拘束モーメント

図2-18 計算値と実測値の比較

大きな耐力を有しているといえよう。

引抜き側の杭埋込み部に回転中心が存在し、載荷重50tを超えるとかなり大きな水平支圧応力度が生じており、破壊に近くなるとこの部分から切欠くことが予想される。その場合に抵抗するためにリング鉄筋が入れてあるが、破壊荷重の2.5倍を載荷した場合でも50μ以下の歪しか生じていなかった。これはリング鉄筋を入れた位置がフーチングの下側鉄筋に接した箇所で、埋込まれた杭体の上面になっているため有効に働いていないためと思われる。

これに対して埋込み型の場合にはいずれの場合にも回転中心が杭の前面に生じており設計上の考え方と一致している。1本の杭に伝達される杭の軸力と曲げモーメントを計算値と比較してみると、図2-20、図2-21のようになり、コンクリート中のモールドゲージから換算した値とよく一致していることがわかる。したがって埋込み型の場合には押し込み側の杭 P_1 と引抜き側の杭 P_4 に大差のないことがわかり、 P_4 の拘束も P_1 に比して劣らないことを意味しているといえる。

このことから考えると、埋込み型による杭頭結合法が鉄筋定着型の杭頭結合法よりも剛結に近いといえることができよう。また埋込み型では水平支圧応力度は計算値の1/2程度の値を示し、分布幅がかなり大きいことは鉛直載荷の場合と同様である。

5) 水平載荷試験についての結論

鉛直支圧応力度については埋込み型では設計上仮定したような均一分布とはならず、杭頭曲げモーメントを加担したような分布をしており、かつかなりの応力分散がみられる。杭の肉厚部の上でピークを示す分布は鉛直載荷試験の場合と同様である。応力の大きさもかなり計算値を下回っており、ピーク値でも押し込み側では1/3、引抜き側では1/5～1/6程度となっているのは杭埋込み部の付着による影響をかなり受けているものと考えられる。

以上のことから、より厳密に考えれば埋込み部の付着も考慮し、かつ杭頭曲げモーメントも一

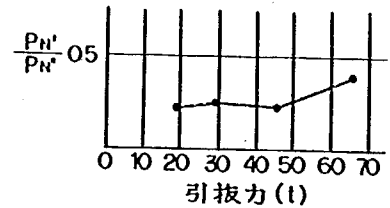
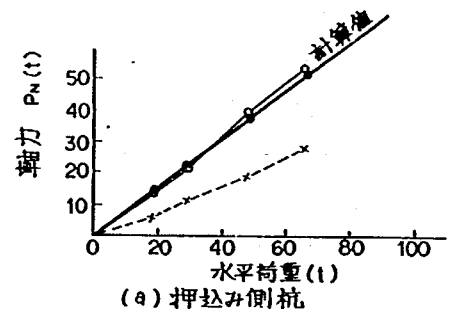
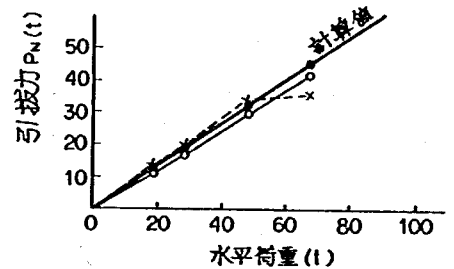


図2-19 引抜き抵抗割合



(a) 押し込み側杭



(b) 引き抜き側杭

図2-20 杭頭軸力の実測値と計算値の比較

部加担するようなモデルにすれば最良かと思われるが、設計実務を考えると、現行の照査手法は安全側である。

水平支圧応力度については次のようなことがいえる。

- a) 押込み力を受ける杭と、引抜き力を受ける杭とでは荷重が大きくなるとその挙動が異なってくる。その傾向は埋込み型、鉄筋定着型とも同じである。
- b) 押込み側の杭については埋込み型、鉄筋定着型ともその応力分布に関してはほぼ設計上の仮定を満足しているが、応力の大きさはいずれも計算値を下回っている。
- c) 埋込み型の引抜き側の杭では荷重の増大とともに埋込み部に生じている回転中心位置は上方に上ってきており、このことは引張応力の大きさを判断して最終的には杭天端でヒンジ化するものと考えられる。
- d) 鉄筋定着型の引抜き側杭は荷重が大きくなると埋込み部に回転中心が生じており、埋込み型のような挙動になるものと考えられる。
- e) 埋込み型、鉄筋定着型ともに引抜き側の抜け出しから始まり、フーチング下端の支圧応力の急激の増加によって、この部分から破壊するものと予想される。

以上のことから水平支圧応力度については引抜き側で若干問題が残るようであるが、現実の杭基礎では今回の実験のように押込み力と同じ大きさの引抜き力が作用するとは考えられず、地盤から定まる杭の許容引抜き力は許容押込み力に比して遙かに小さい現行の設計範囲内においてはほとんど問題がない。

つぎに仮想鉄筋コンクリート断面の応力度について考えてみる。鉄筋定着型においては仮想鉄筋コンクリート断面を仮定してその応力度を照査することになっているが、今回の実験においても鉄筋応力の実測を行なった結果、押込み側、引抜き側とも計算値に対して十分安全であることがわかった。

剛結度については図2-22に示すように杭体の実測応力をもとにした杭頭反力と計算値を対応してみると、埋込み型、鉄筋定着型ともに押込み側の杭剛結度が高く、ほぼ完全剛結とした条件に近いが、引抜き側の杭は荷重が大きくなると、剛結度が低くなるようであり、とくに鉄筋定着型のそれはヒンジ化の傾向が強くなっていく。また、どちらかというを押込み型の結合の方が

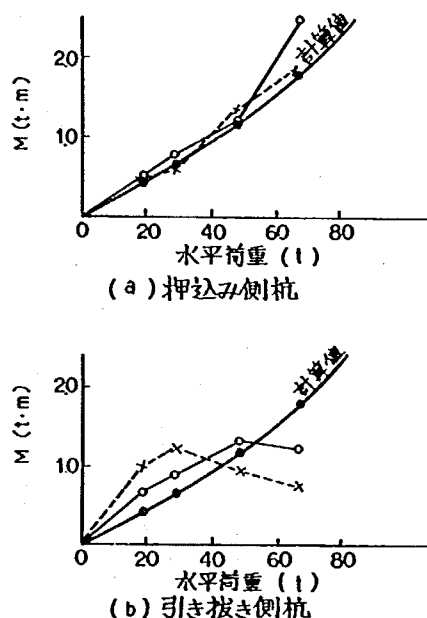


図2-21 杭頭モーメントの実測値と計算値の比較

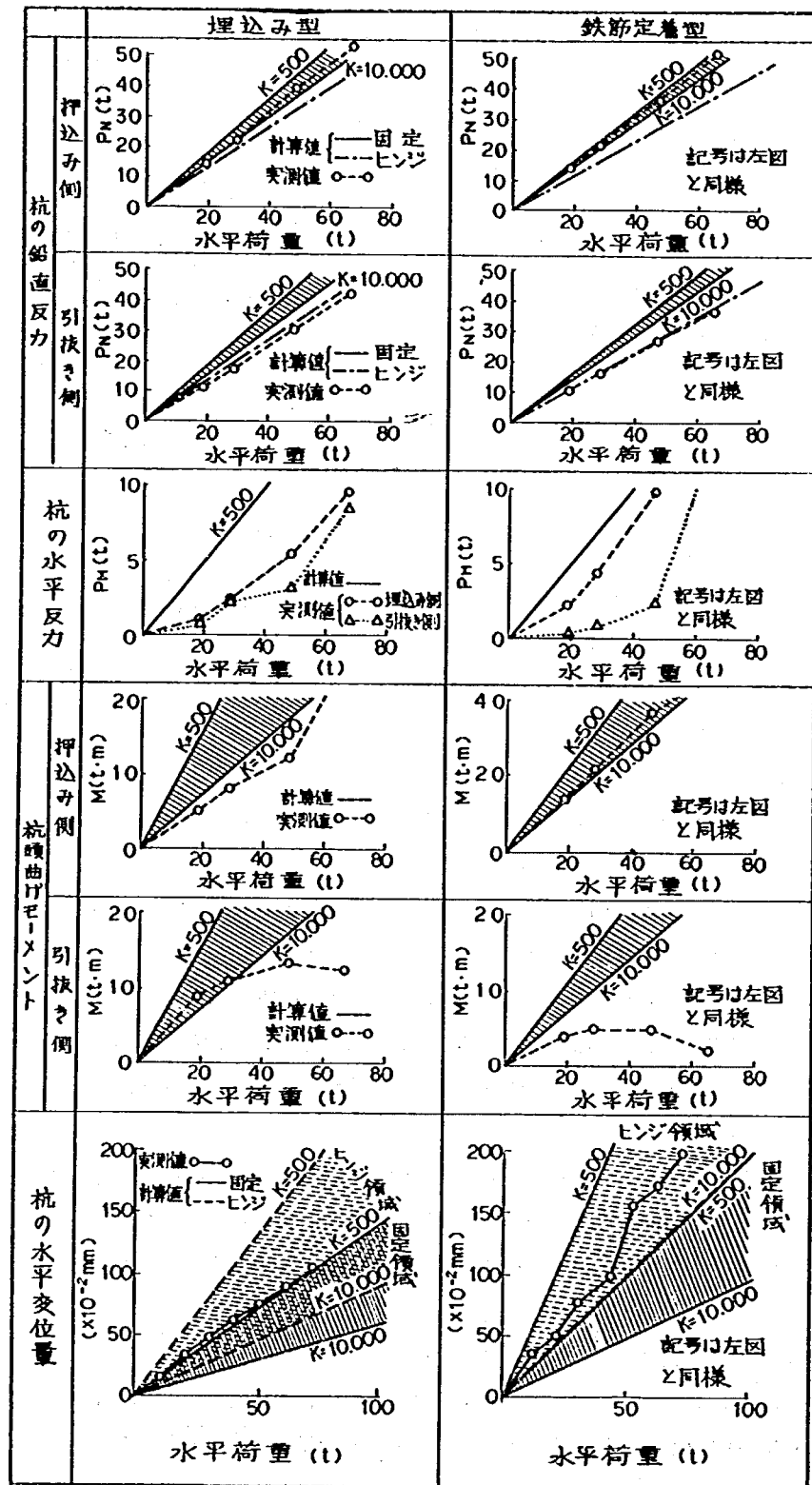


図 2-22 剛結度比較図

剛結度が高そうであるが、大きな引抜き荷重を受けない限り、現行の設計法である埋込み型、鉄筋定着型のどちらを取っても完全剛結の範疇に入れてよいと考えられる。

終局耐力については供試体への水平荷重が埋込み型では100t、鉄筋定着型では70tで、前者では水平支圧による破壊荷重の3倍、後者では定着鉄筋の応力度のよる破壊荷重の2.5倍に相当する。実験では未だ明瞭な破壊現象は現われておらず、このことから推察すると未だ相当な水平力に耐えうると考えられる。

2.5 中詰コンクリートを打設した鋼管杭に関する実験

2.5.1 鉛直方向についての実験

1) 目 的

鋼管杭の杭頭には2.2で述べたように銅蓋板を載せることになっているが、この施工が繁雑であること、2.4 3)の実験でも蓋板の応力度は著しく小さいことなどの問題が生じた。中詰コンクリートを打設する場合には杭内外面の付着も問題になるので、この点も含めて筆者らは次のような実験を行なった。

2) 供試体および載荷方法

供試体は現在、既に道路橋示方書に規定されている埋込み型および鉄筋定着型によるものの2種類に大別され、その標準形の挙動を明確にするために、杭頭の蓋板の有無などを変化させ、表2-3に示す14種類の供試体を1本ずつ作製した。埋込み型および鉄筋定着型の構造詳細図を

表2-3 供試体一覧表

項目		供試体名													
		A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-7
結合方法 (図-1)	埋込み型	○	○	○	○	○	○	○							
	鉄筋定着型								○	○	○	○	○	○	○
天蓋 (図-2)	有	○					○		○	○	○				
	無		○	○	○	○		○				○	○	○	○
天蓋板厚(tc) (図-2)	9mm								○						
	22	○					○			○					
	32										○				
鋼管肉厚(tp) (図-1)	6.4mm			○									○		
	9.5	○	○				○	○	○	○	○	○			
	12.7				○									○	
	14.3					○									○
杭用面の付着	有	○	○	○	○	○			○	○	○	○	○	○	○
	無						○	○							

図2-23に、蓋板の形状は図2-24に示した。

コンクリートの打設は現実を想定して鋼管を下にした状態で行なっている。また、この実験は杭頭の蓋板の挙動を調べることも大きな目的であるので、実験はすべて杭体の破壊の前にフーチングがせん断破壊、あるいは曲げ破壊するように計画してある。

供試体は図2-25に示すように上下逆にし、フーチングを4辺単純支持とし荷重は鋼管に加

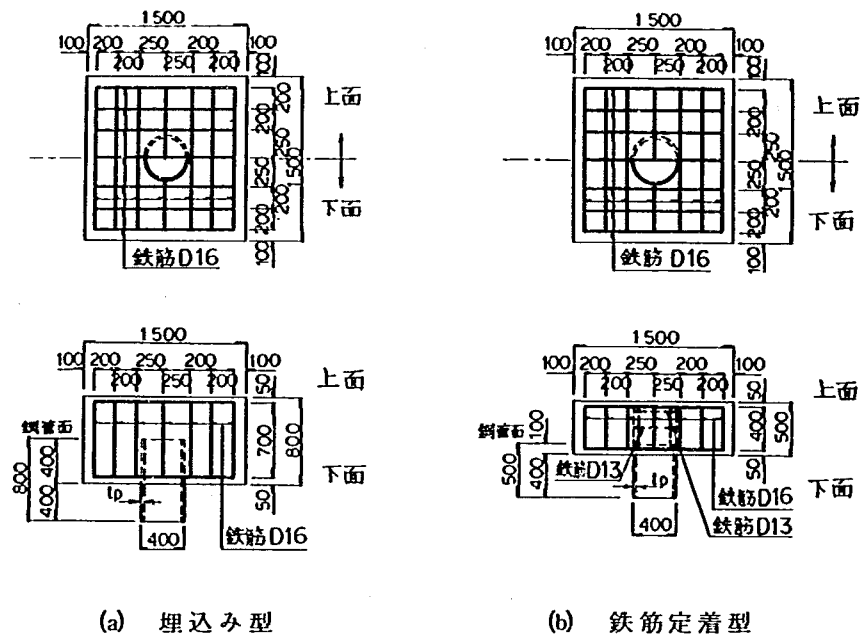


図2-23 構造詳細図

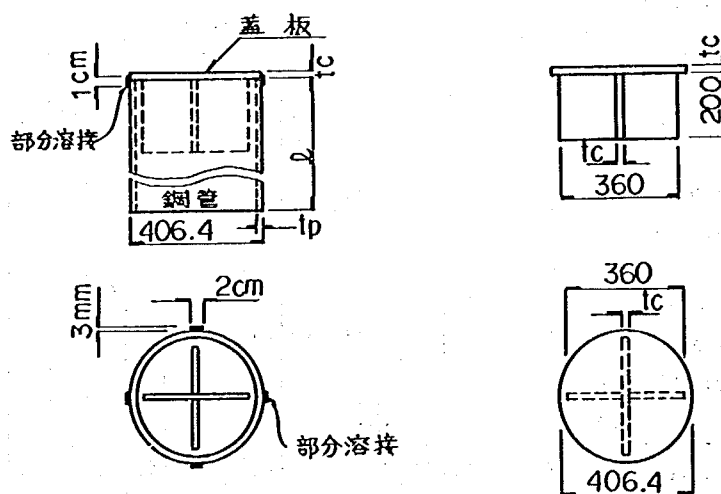


図2-24 蓋板形状図

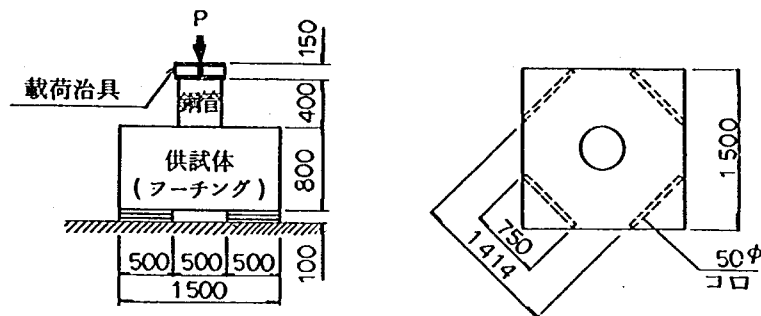


図2-25 実験方法

えた。この支持方式は支持点に対して対称的に他の杭の配置を想定した、いわゆる千鳥配置の杭基礎になるが、実際の杭基礎はフーチングも連続梁になるので実験の方が苛酷である。載荷順序は20tまで静的に数回、繰返し載荷する。その後、一旦除荷し段階的に荷重を増加させ破壊に至らしめた。

3) 最大耐力と鋼管めり込み量

供試体はすべてフーチングのせん断あるいは曲げによって破壊したが、供試体の初期ひび割れ P_c 、最大耐力 P_u は表2-4、表2-5のとおりである。

以上の結果から埋込み型、鉄筋定着型ともに杭頭の蓋板の有無による初期ひび割れ荷重、最大耐力についての有意の差はみられない。

また荷重-「鋼管のフーチングへのめり込み量」曲線を整理したものを図2-26、および図

表2-4 埋込み型最大耐力表

供試体	杭肉厚(mm)	天盤厚(mm)	初期ひび割れ荷重 P_c (ton)	最大耐力 P_u (ton)	設計耐力(ton)	
					せん断	支圧
A-1	9.5	22	115	125	80	75
A-2	9.5	なし	110	125		
A-3	6.4	なし	110	155		
A-4	12.7	なし	130	185		
A-5	14.3	なし	110	135.5		
A-6 (付着なし)	9.5	22	90	114.5		
A-7 (付着なし)	9.5	なし	85	120		

表 2-5 鉄筋定着型最大耐力表

供試体	杭内厚 (mm)	天盤厚 (mm)	初期ひび割れ 荷重 (ton)	最大耐力 Pu (ton)	Pc/Pu	Pu/Puc	Puc
B-1	9.5	9	65	130	0.50	1.00	130
B-2	9.5	22	75	122	0.61	0.94	
B-3	9.5	32	75	125	0.60	0.96	
B-4	9.5	なし	70	118	0.59	0.91	
B-5	6.4	なし	70	130	0.54	1.00	
B-6	12.7	なし	65	135	0.48	1.04	
B-7	14.3	なし	85	115	0.74	0.88	

(注) Pc: ひび割れ荷重 . Pu: 最大耐力 Puc: 計算最大耐力

2-27に示す。

図2-26ではA-1, A-4が最高荷重までめり込み量は荷重に比例して増加するが、最高荷重への到達後はめり込み量の増加とともに荷重は急激に低下しフーチングが完全に押し抜かれている。A-2, A-3, A-5では最高荷重までのめり込み量は前二者と同様であるが、最高荷重への到達後めり込み量の増加にともない荷重は一時的に低下するが、再び増加し第2のピークを生じた後フーチングは完全に押し抜かれている。

図2-27の鉄筋定着型では曲線の形状はすべてほぼ同一であり、最高荷重に近づくにつれて曲線の勾配は徐々に減少し、最高荷重に到達後フーチングは徐々に押し抜かれる。

両者ともに蓋板の有無による有意の差はみられない。

4) 杭頭部直上のフーチング支圧応力

供試体A-1, A-5, A-7およびB-2, B-5, B-7には杭頭直上の10cmのモールドゲージより次式により支圧応力を計算した。

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c$$

ここに, σ_c : 支圧応力

ϵ_c : 一軸ゲージに検出されるフーチングの支圧歪

E_c : コンクリートのヤング係数

図2-28は埋込み型の50t, 100t, 120t載荷時の杭頭直上10cmでのフーチング支圧応力分布に関する比較図をA-1(有蓋板), A-5(無蓋板)について示しているが、ここでは50t, 100tは初期ひび割れ発生前であり120tはひび割れ発生後である。

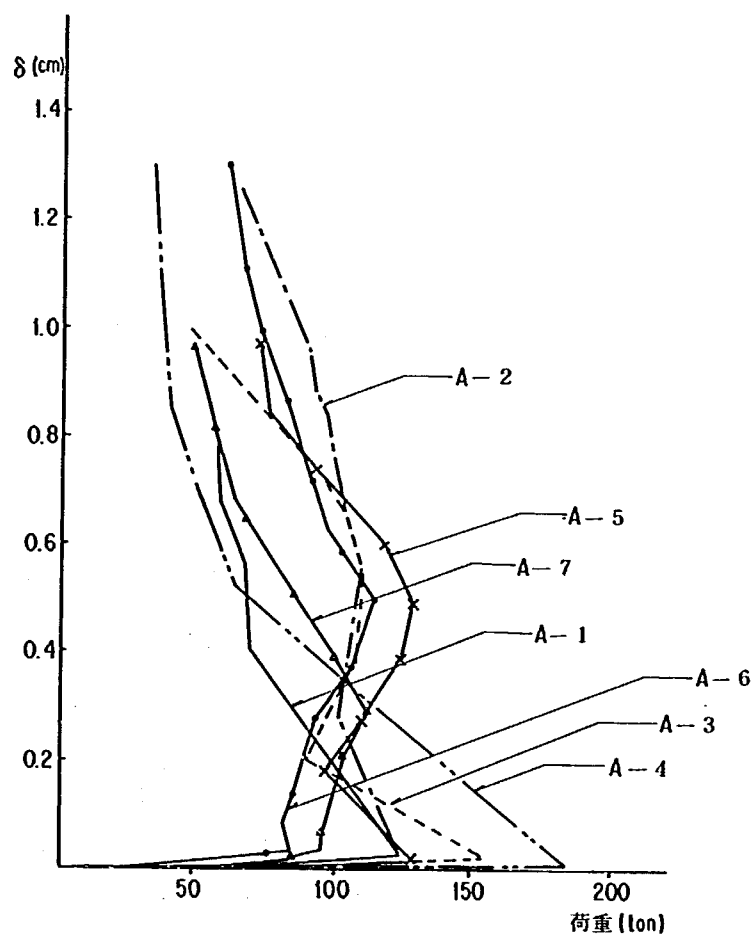


図2-26 荷重と埋込み型鋼管のフーチングへのめり込み量

図2-29は鉄筋定着型のフーチング支圧応力分布に関する比較図をB-2(有蓋板), B-5(無蓋板)について示しているが, 50 tは初期ひび割れ前で100 tはひび割れ発生後である。

埋込み型ではピーク値を比較すれば, クラックの発生前後を通じて蓋板のあるA-1の方が大きく, 最大値の発生箇所はA-1は杭の肉厚部直上, A-5では杭肉厚部から若干内側に入った所である。一方, 周辺部および杭中央部直上では支圧応力は小さく引張応力が作用している所もある。このような応力の分布変化が大きいのはA-1であり, ひび割れの発生後ではとくに顕著である。

これは蓋板のないA-5では鋼管の内外面の付着によっても軸力がフーチングに伝達されるのに対し, 蓋板のあるA-1では鋼管外面の付着のみになるので, 軸力に対する付着の寄与分が少く, それだけ杭天端の支圧によって伝達される分が多いことによるといえる。したがってA-5はA-1よ

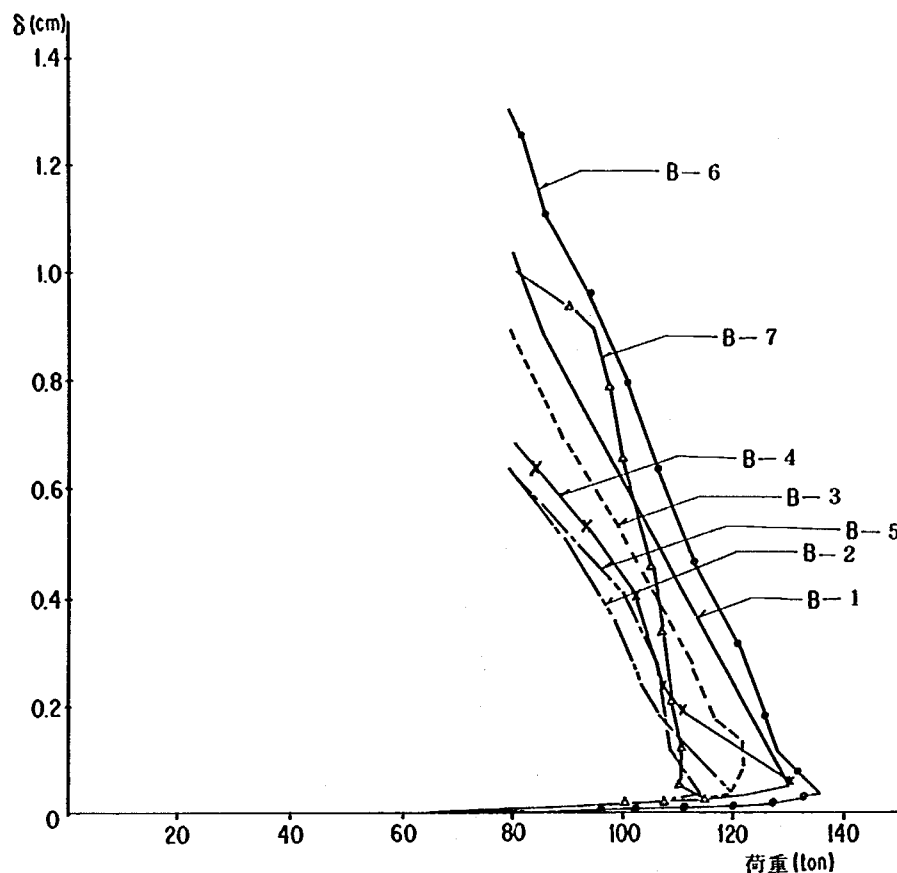


図 2-27 荷重と鉄筋定着型鋼管のフーチングへのめり込み量

り広範囲に、しかも滑らかに支圧応力が分布する結果になっている。

鉄筋定着型においては 50 t で最大支圧応力度は蓋板のある B-2 に生じているが、支圧応力のピークは B-2、B-5 とともに鋼管肉厚直上になっており、これより離れるにしたがって次第に減少している。100 t 載荷時にはひび割れの発生により杭直上のフーチングの構造が不均一になり、ひび割れ発生前に比較して支圧応力は大きく変化し、必ずしも鋼管肉厚上で最大応力が発生していない。また、蓋板のある B-2 では他に比較して支圧応力は減少するが、B-5 では明瞭な傾向はない。

軸対称 FEM 弾性解析を A-5 および B-5 について行なって実測値と対比したものが、図 2-30、図 2-31 であるが、支圧応力の分布、とくにそのピークの生ずる位置、あるいはその大きさについて説明ができる。

杭頭とフーチングの結合部の鉛直押し抜き実験の FEM 軸対称弾性解析における諸元は巻末に附録 1 として添付してある。

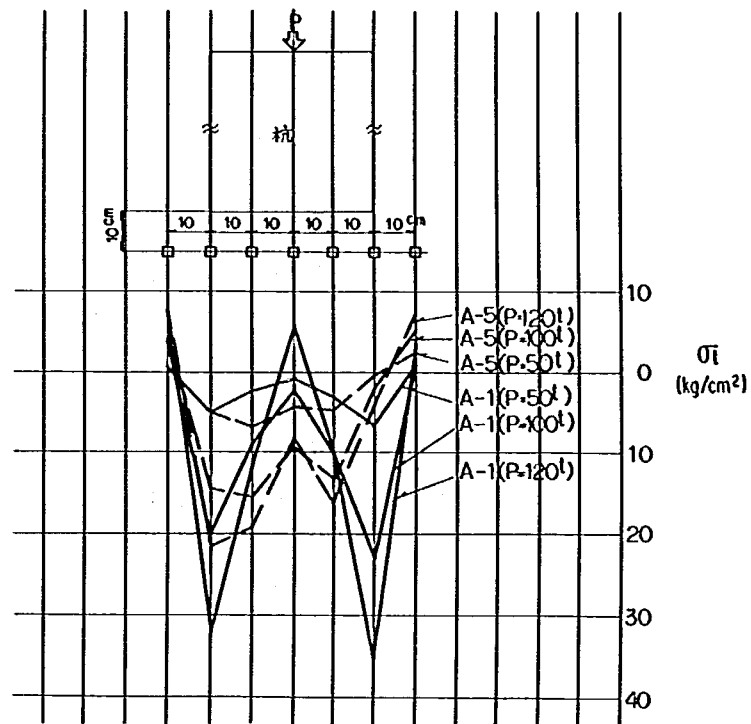


図 2-28 鋼管直上のフーチング支圧応力分布

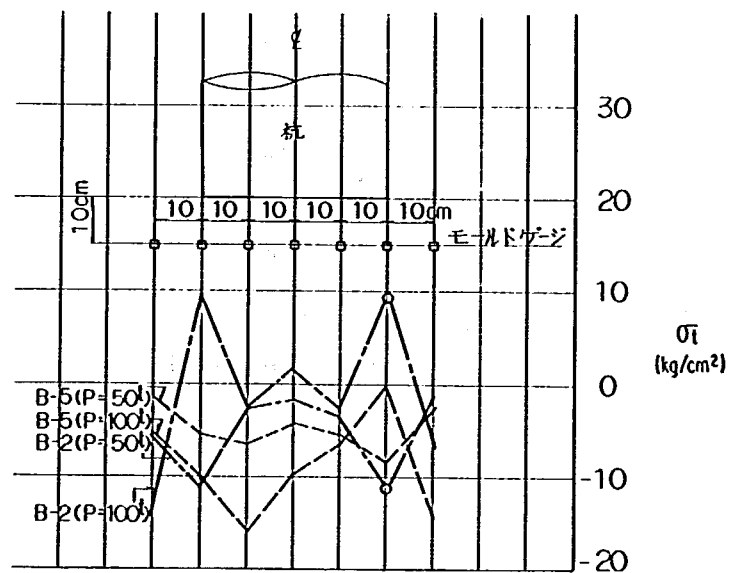


図 2-29 鋼管直上のフーチング支圧応力分布

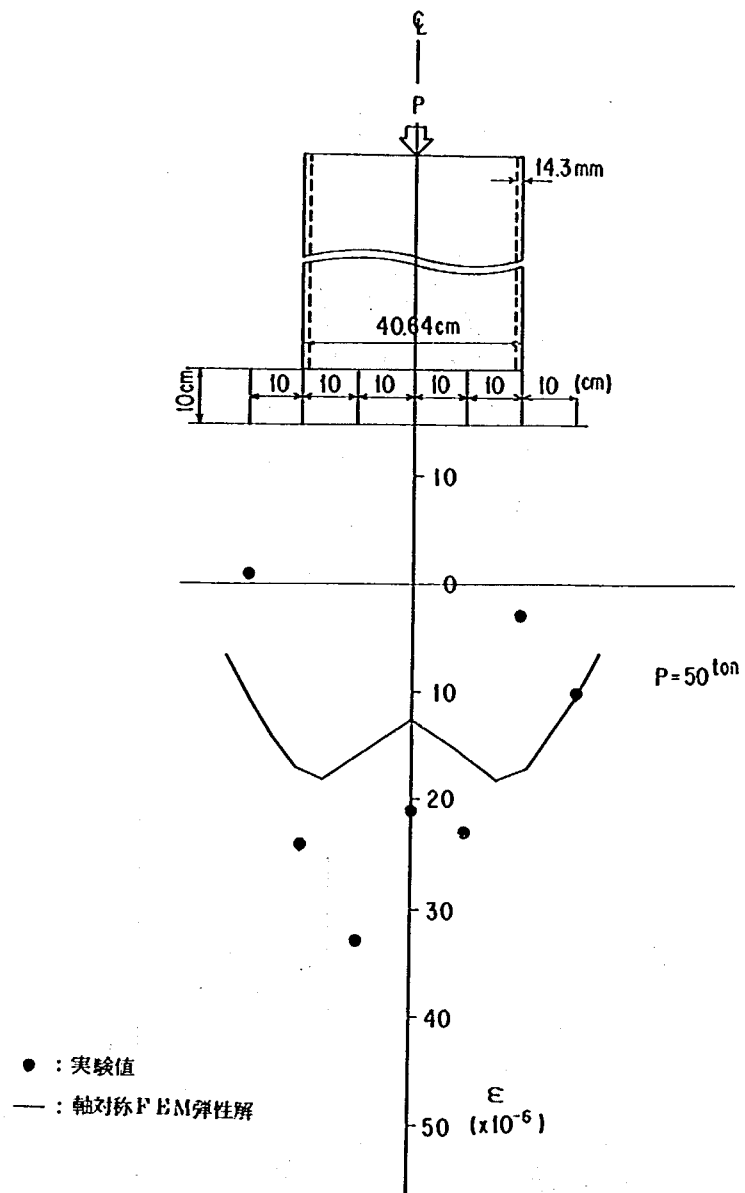


図 2 - 3 0 埋込み型鋼管直上のフーチング支圧ひずみ分布 (A-5)

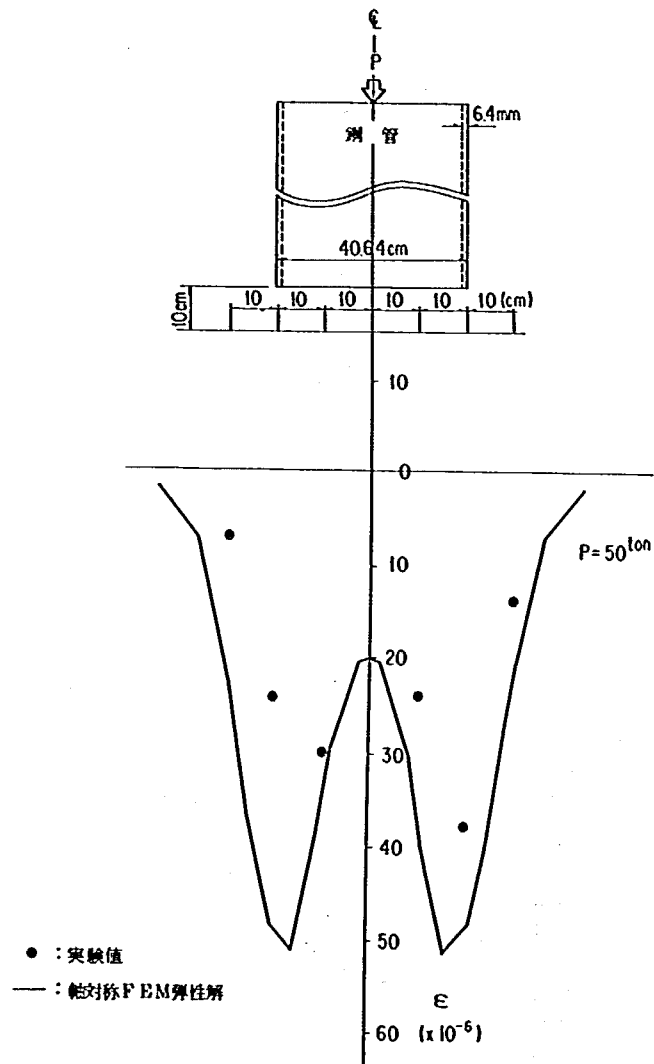


図 2-31 鉄筋定着型鋼管直上フーチング支圧ひずみ分布 (B-5)

5) リブ付き抗頭蓋板の応力

リブ直上の蓋板外面におけるリブ方向、ならびにリブ直角方向応力分を埋込み型 A-1 について 50 t, 100 t, 120 t 載荷時に示したものが図 2-32, 図 2-33 であり, 同様の応力を鉄筋定着型の各厚さの蓋板に関して 50 t, 100 t の場合について示したのが図 2-34, 図 2-35 である。

埋込み型では供試体は一つしかないが, リブ方向応力については, ひび割れ発生前の 50 t では全く引張応力で中央が最大となるような分布形であり, 100 t では周辺で圧縮, 中央で引張という分布形を示す。ひび割れ発生後の 120 t ではすべて圧縮応力で, その絶対値は中央で最

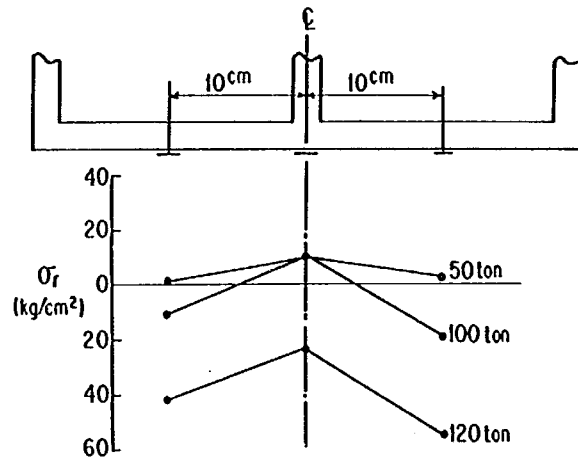


図 2 - 3 2 蓋板上面リブ直上半径方向応力分布 (A-1)

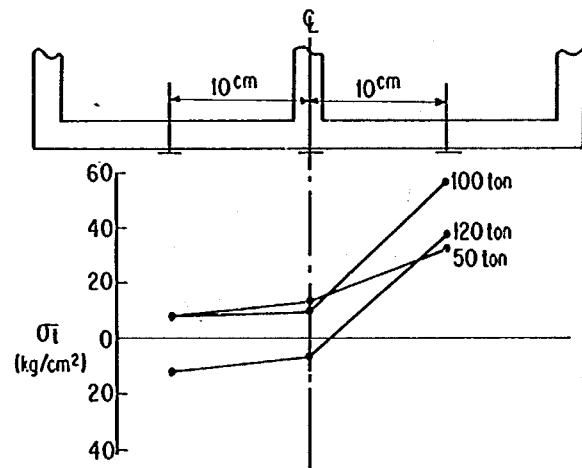


図 2 - 3 3 蓋板上面リブ直上周方向応力分布 (A-1)

小になる分布形状になる。

リブ直角方向応力については、リブ方向応力ほど明確な傾向はでていないが、50 t では全く引張り応力で100 t では応力の符号は同じであるが、リブ中央の応力は減少し、周辺の応力は増加する傾向を示す。

120 t では100 t における分布を負方向へ平行移動した分布形になる。

鉄筋定着型では、いずれの応力もひび割れ発生前には圧縮応力、ひび割れ発生後には引張り応力に逆転する。また、ひび割れ発生前には蓋板の応力分布は均一で絶対値、および蓋板厚による

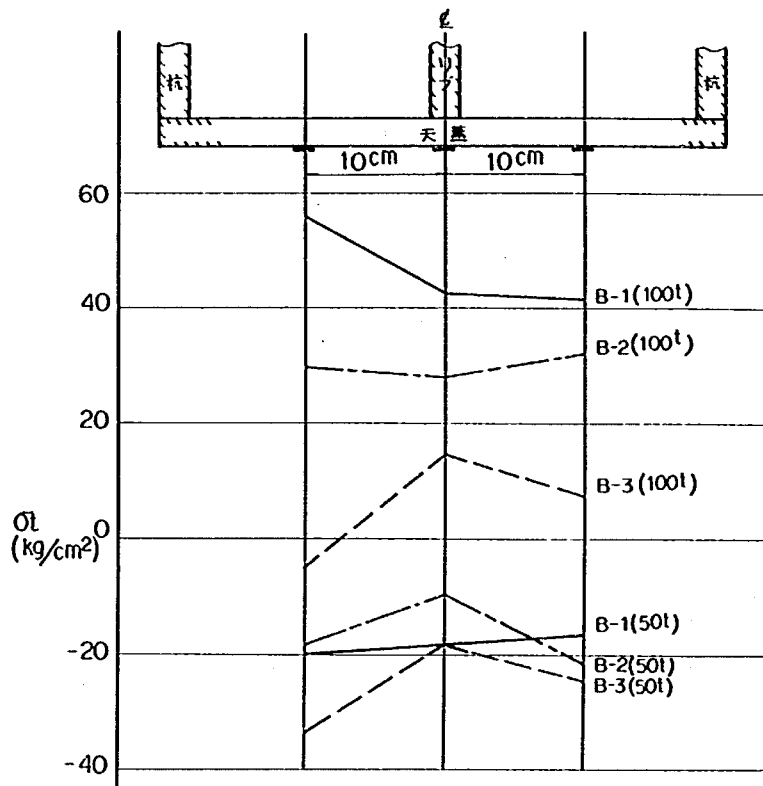


図 2-34 天蓋上面リブ直上半径方向応力 (σ_r) 分布

差も小さいが、ひび割れ発生後には蓋板周辺部の応力が大きく、中心部の応力が小さい分布形に変化し、蓋板の厚さが薄いほど、応力が大きいという傾向が明瞭になる。

以上の事項については、つぎのように考えられる。埋込み型では鋼管のフーチングへの埋込み長さが長いため、ひび割れ発生前には鋼管とフーチングの付着による軸力のフーチングへの伝達が大きく、蓋板部分ではかなり減少している支圧応力に比較して、フーチングの曲げによる周辺部からの鋼管に作用する圧縮応力が卓越している。したがって鋼管が上記の曲げによる圧縮応力をうけて内側に曲げられると、蓋板は鋼管とリブのある近傍で溶接されて剛結されているので、蓋板は外側に曲げ変形を起こす。

この裏付としてはフーチング内の鋼管に貼付した2軸の歪ゲージによる測定結果の中、鋼管の軸方向の面外曲げ応力の分を図2-36、図2-37に示してあるのが証明となる。その絶対値はA-1(有蓋板)がA-2(無蓋板)よりも大きく、応力分布はひび割れ発生前ではA-2は全般に正で埋込み部に近づくほど応力は増加しているが、A-1では先端部で負、フーチング下部で正という、ほぼ直線的な分布をしている。A-1でこのような分布をするのは剛性の大きい蓋板で鋼管の先端部のみ補剛されていることによると考えられる。

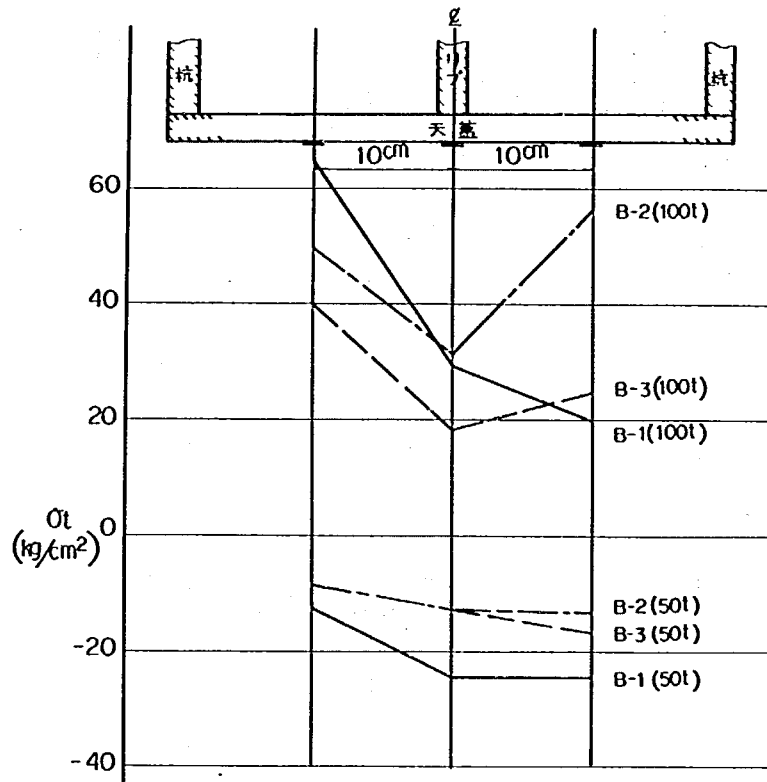


図 2-35 天蓋上面リブ直上周方向応力 (σ_t) 分布

ひび割れ発生後ではA-1、A-2はひび割れ発生前と分布傾向は変わらないが、A-1の外側の付着を切った供試体の挙動は鋼管先端部で正、中間部で負、フーチング下端で正という変化の大きい分布形になるとともに絶対値もA-1、A-2と比較して大きくなる。これはフーチングの曲げひび割れにともない中立軸が上昇し、フーチングの曲げによる圧縮応力の作用点がフーチング下面方向に移動したことが一つの原因と考えられる。

したがって、曲げひび割れ発生後はフーチング中央面まで埋込まれた蓋板は中立軸以下となり、この近傍の鋼管にはフーチングの曲げによる水平方向の圧縮応力が減少するのに対して、付着破壊の進展で増加した支圧応力により蓋板は徐々に内側に曲げられる。

この現象は鉄筋定着型にもいえることで、この場合は中立軸が上り、フーチングの曲げ応力の合合作用点が鋼管部分に移ったことが原因の一つである。いずれにしても蓋板の応力はすべて 150 kg/cm^2 以下の小さな値であることは推奨構造を提案した当時、考えられていたような蓋板厚さを定める計算式が無意味であることを示している。

鉄筋定着型の蓋板の荷重-応力履歴曲線を書くと、いづれの図からも初期ひび割れの発生前後

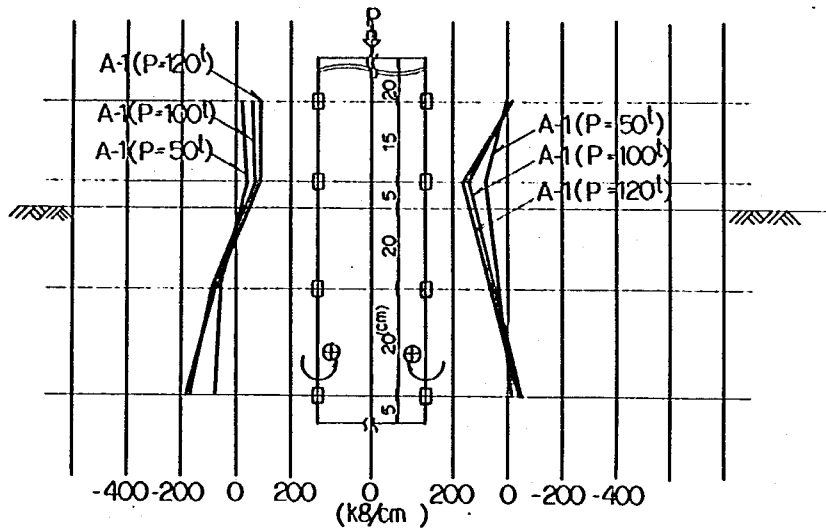


図 2-36 有蓋板鋼管の軸方向面外曲げ応力の分布 (A-2)

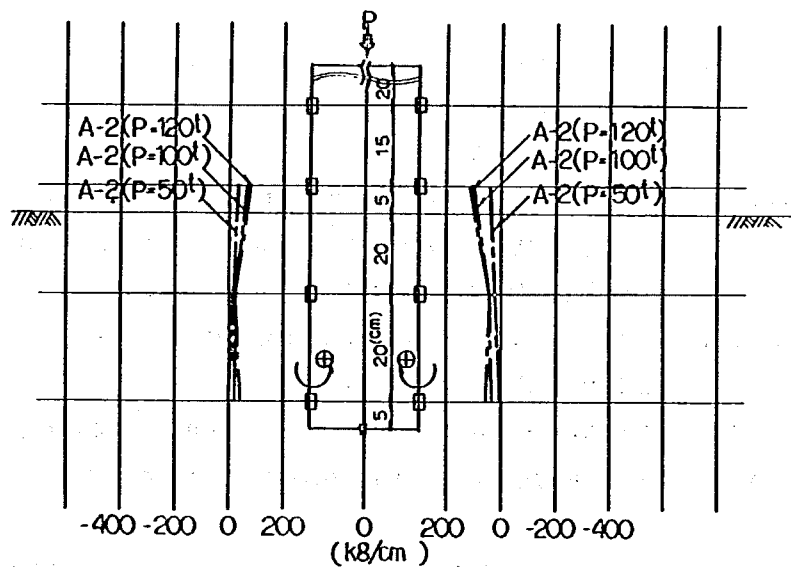


図 2-37 無蓋板鋼管の軸方向面外曲げ応力の分布 (A-2)

で応力が、負側へ大きく変動するのが見受けられる。リブ直上の応力についてはリブ方向、リブ直角方向ともひび割れ発生前には一様に圧縮であり、発生後には一様に引張りになるが、蓋板厚による差は、リブ直角方向の応力に関して 9 mm の蓋板がやや高い応力を示すが有意の差はない。

つぎにリブ間の蓋板の上下面の応力であるが、ひび割れ発生前では周方向についてはすべて圧縮応力である。半径方向応力は蓋板厚 3.2 mm の板については内外面に絶対値のほぼ等しい引張り、

圧縮応力が発生し、いわゆる面外曲げモーメントが作用しており、蓋板厚 22mm の板ではほぼ一様な圧縮、9mm の板ではほぼ一様な引張り応力が作用している。これはフーチングからの支圧応力の分布の差により局部曲げか、あるいは補剛板としての曲げが卓越した結果と考えられる。

6) 鋼管と内外コンクリートとの付着の影響

埋込み型において表 2-4 (23 頁参照) で示すように鋼管とフーチングコンクリートとの付着を切った A-6, A-7 では最大耐力は 114.5 t, 120 t であり、初期ひび割れ荷重は 90 t, 85 t と低く付着強度の差異は耐力にかなり影響しているといえる。

A-6, A-7 の両供試体では鋼管の内外面にパラフィンを塗布して付着を切っている。

しかしながら、この実験はすべてフーチングが破壊するように計画されているので、耐力の比較は鋼管からの荷重の分散度合の比較を示すことと同一である。

フーチングコンクリートの強度が全供試体についてほぼ一様とみなせるとき、付着強度に影響するのは鋼管表面の状態である。これを定量的に評価することは難しいが、目視と手触りで調べた結果、A-4 はほぼ全面に亘って赤錆が発生して手触りも最もあらく、22mm 厚の同一鋼管を用いた A-1, A-2, A-6, A-7 では赤錆はほとんど発生しておらず表面は滑らかであった。A-3, A-5 は上記の両者の中間的な状態で A-3, A-5 の区別は判定しがたい。

したがって表 2-4 の耐力一覧表の耐力の大小はほぼ付着強度の大小で説明することが可能であり、明らかに表面があらいう A-4 が最も耐力が大で、A-3, A-5 がこれに次ぐことが理解できる。これは A-1, A-2, A-6 の鋼管に貼付した歪ゲージの実測値でも説明できた。

軸方向面内応力に関して 50 t, 100 t, 120 t 載荷時とも抗頭部方向への応力の減少度合の大きいもの、つまり付着強度の大きいものは、蓋板がなく鋼管内外の付着の期待できる A-2、蓋板があって鋼管外側の付着の期待できる A-1 そして蓋板なしだが鋼管内外側の付着の期待できない A-6 の順となっている。付着のない A-6 の応力はほとんど減少しておらず、かえって先端部では局部的に大きな応力が発生している。

周方向面内応力の実測値はすべて圧縮応力になっており、50 t と 100 t ととも A-2 が最小で A-1, A-6 と続くが、応力分布としては埋込み部中央で最大になっており、抗先端部およびフーチング下端では減少している。

各荷重レベルを通じて A-2 の周方向応力が小さいのは、この周方向圧縮応力発生 の直接原因になっている、フーチングの曲げ圧縮応力に対して、中詰コンクリートが直接的な補剛材として有効に働いていることが考えられる。

つぎに鉄筋定着型において表 2-5 (24 頁参照) に示すように蓋板の有無や鋼管の肉厚の差などによる有意の差はみられず、赤錆の発生が進んでいる肉厚 12.7mm の B-6、肉厚 6.4mm の B-5 が他に比較して最大耐力がやや高い傾向を示すのみである。埋込み型の場合と異なることは、鋼管のフーチング中に埋込まれている長さの相違によるもので当然と考えられる。

軸方向面内応力分布に関しては 50 t, 100 t 載荷時とも蓋板なしの B-4 の方が抗頭部

方向への応力減少傾向は若干大きく、鋼管からフーチングへの軸力伝達が早いといえる。

つぎに軸方向面外曲げ応力であるが、50t 載荷時には鋼管内部の補剛効果により蓋板なしの B-4 の方が若干小さく、応力分布からみれば鋼管先端近くで最大になっている。

最後に鋼管の周方向面内応力の実測値をみると、これはすべて圧縮であり、蓋板の有無による差が最も大きく、100t ではさらに大きくなっている。この応力もフーチングの曲げによる曲

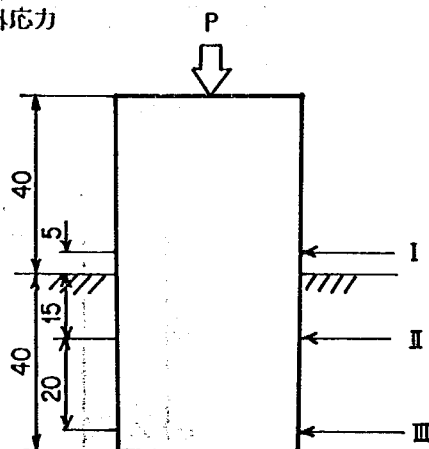
表 2-6 埋込み型の各種鋼管応力比較表

荷重範囲	0～50t まで		0～最大耐力まで	
供試体	A-1	A-2	A-1	A-2
鋼管板厚mm	9.5	9.5	9.5	9.5
蓋板板厚mm	22	なし	22	なし
付着の有無	有	有	有	有
σ_{NI} kg/cm ²	-454	-436	-1160	-1185
σ_{HI} "	-24	-26	-57	-70
σ_{MI} "	58	34	133	98
σ_{NII} "	-322	-155	-931	-599
σ_{HII} "	-103	-44	-271	-143
σ_{MII} "	-30	17	-30	30
σ_{NIII} "	-312	-82	-1088	-337
σ_{HIII} "	-50	-15	-147	-75
σ_{MIII} "	-54	5	-114	63

註 σ_N : 軸方向面内応力

σ_H : 周方向面内応力

σ_M : 軸方向面外応力



げ圧縮応力によるもので、これらに関して直接補剛効果のある鋼管内部コンクリートの影響により差が大きくなったといえる。

7) 結 論

杭頭の蓋板の有無による鋼管の各種応力の比較をすると表2-6, 表2-7のとおりとなる。この二つの表の結果によると鋼管の応力に対して蓋板のない場合、埋込み型、および鉄筋定着型ともに蓋板ある場合に比較して異常ないどころか、応力の伝達、あるいは鋼管の補剛効果について有利な点が多い。

鋼管直上のフーチング支圧応力についても埋込み型の代表的供試体A-1とA-5を比較した図2-28, 鉄筋定着型の代表的供試体B-2とB-5を比較した図2-29を検討した結果、蓋板なしの場合が応力が小さいという利点が認められる。

蓋板に作用する応力はほとんど微小に属するもので蓋板が不可欠であるという裏付けは皆無であ

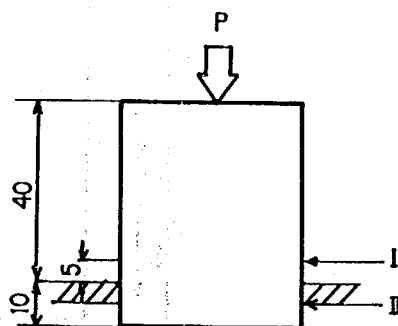
表2-7 鉄筋定着型の各種鋼管応力比較表

荷 重 範 囲	0～50tまで		0～最大耐力まで	
供 試 体	B-2	B-4	B-2	B-4
鋼管板厚mm	9.5	9.5	9.5	9.5
蓋板板厚mm	22	なし	22	なし
σ_{NI} kg/cm ²	-484	-426	-1180	-1005
σ_{HI} "	-72	-51	-237	-182
σ_{MI} "	135	111	426	332
σ_{NII} "	-270	-229	-629	-487
σ_{HII} "	-234	-169	-667	-285
σ_{MII} "	82	71	377	423

註 σ_N : 軸方向面内応力

σ_H : 周方向面内応力

σ_M : 軸方向面外応力



った。

道路橋示方書に規定してある鋼管杭の杭頭に蓋板を載せる工法は繁雑であり、また、杭径が大きくなった場合の板厚の定め方、あるいはその重量ある蓋板の設置も問題であるので、蓋板の代りに釣り型枠などを利用して、杭径程度の中詰コンクリートを打設するのがよいと考えられる。

また、図2-38で示すように杭とフーチングコンクリートとの付着はフーチングにクラックが入るまでは切れておらず、FEMで解析した結果と実測付着応力を対比させたのが図2-39である。

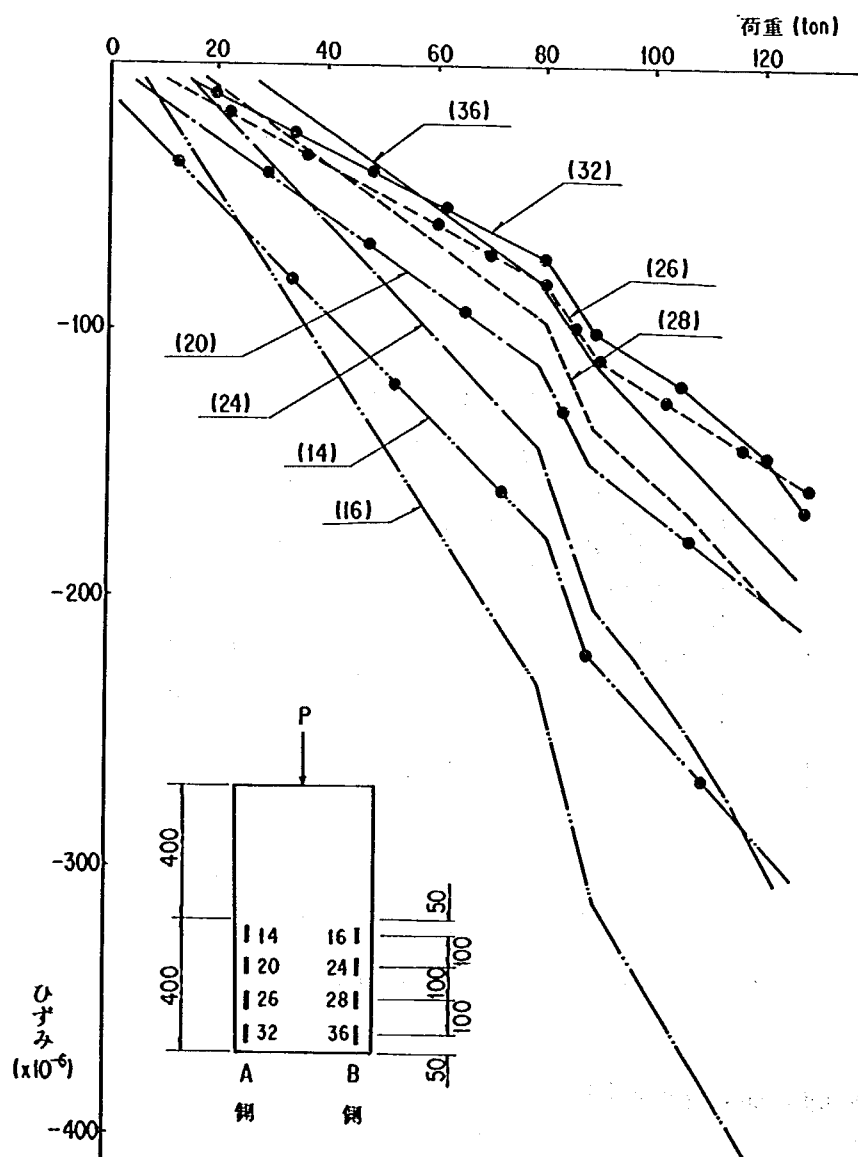


図2-38 荷重-ひずみ図

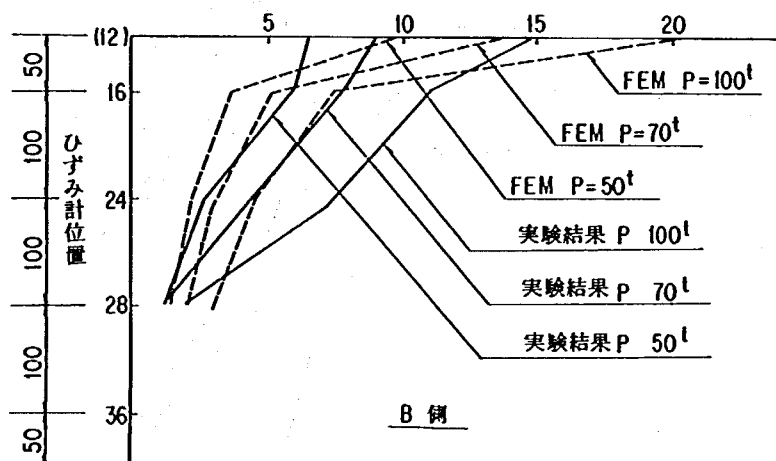
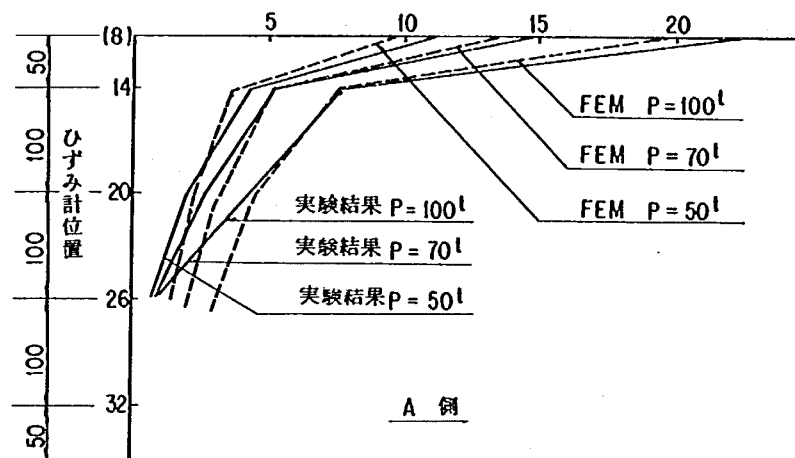


図2-39 杭とコンクリートの付着応力

なお、このFEM解析の諸元は巻末附録1のとおりである。

2.5.2. 水平方向についての実験※11

1) 目的

この試験は外殻鋼管付きコンクリート杭(SO杭)について、フーチングと剛結する方法として道路橋示方書に規定された埋込み型と鉄筋定着型の2種類の供試体を作製して載荷試験したも

のであるが、中詰コンクリートを打設した鋼管杭とも考えられるので、その挙動を追跡するものである。

2) 供試体および試験方法

埋込み型供試体はフーチングの中に杭頭を杭径分だけ埋込む。鉄筋定着型供試体はフーチングの中に杭頭を10cm埋込み、杭頭にアンカー鉄筋を溶接する。この供試体は常圧蒸気養生して製造したSC杭で、両供試体とも杭頭に杭径分(40cm)の深さに中詰コンクリートをさらに現場打で施してある。なお、この杭に用いた鋼管材料はJISG3444、一般構造用炭素鋼鋼管2種STK41である。フーチング中の配筋図は図2-40、図2-41に示すが、A-A断面で明らかなように両供試体ともにフーチング下面より5cm上った部分に9mmのリング鉄筋が配置してある。載荷点はフーチング面から1.2mで一方より載荷し、図2-42、図2-43に示すように各部に歪ゲージ、モーロドゲージ、および変位計を配置した。

杭の断面性能は表2-8のとおりであるが、破壊曲げモーメントについてはコンクリートの引張を無視し、全断面完全塑性として計算し鋼管の応力度としては実際の降伏点に近い値を使用した。鋼管およびコンクリートの許容応力度、およびヤング係数は表2-9、表2-10のとおりであり、フーチングおよび中詰コンクリートの強度およびヤング係数は表2-11のとおりである。

載荷の荷重段階は次のとおりである。

荷重階 サイクル

$$\textcircled{1} \quad 1 \text{ 回目} \quad 0 - \frac{M_s}{4} - \frac{M_s}{2} - \frac{M_s}{4} - 0$$

$$(\text{荷重 ton}) \quad 0 - 2.35 - 4.71 - 2.35 - 0$$

$$\textcircled{2} \quad 2 \text{ 回目} \quad 0 - \frac{M_s}{4} - \frac{M_s}{2} - \frac{3M_s}{4} - M_s - \frac{M_s}{2} - 0$$

$$(\text{荷重 ton}) \quad 0 - 2.35 - 4.71 - 7.06 - 9.42 - 4.71 - 0$$

$$\textcircled{3} \quad \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ 回目} \quad 0 - \frac{M_s}{2} - M_s - \frac{5M_s}{4} - M_s - M_s - 0 \\ (\text{荷重 ton}) \quad 0 - 4.71 - 9.42 - 11.77 - 14.17 - 9.42 - 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 4 \sim 12 \text{ 回目} \quad 0 - M_s - M_s - M_s - 0 \\ (\text{荷重 ton}) \quad 0 - 9.42 - 14.17 - 9.42 - 0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 13 \text{ 回目 破壊} \quad 0 - \frac{M_s}{2} - M_s - M_s - \left(\frac{M_s}{2} \text{ ずつ増加}\right) - M_s - \left(\frac{M_s}{2} \text{ ずつ増加}\right) \rightarrow \text{破壊} \end{array} \right.$$

$$(\text{荷重 ton}) \quad 0 - 4.71 - 9.42 - 14.17 - (4.71 \text{ \#}) - 34.0 - (4.71 \text{ \#}) \rightarrow \text{破壊}$$

荷重階③では地震荷重に対する荷重をそれぞれ片振で10回くり返し載荷して結合部の挙動を調査した。

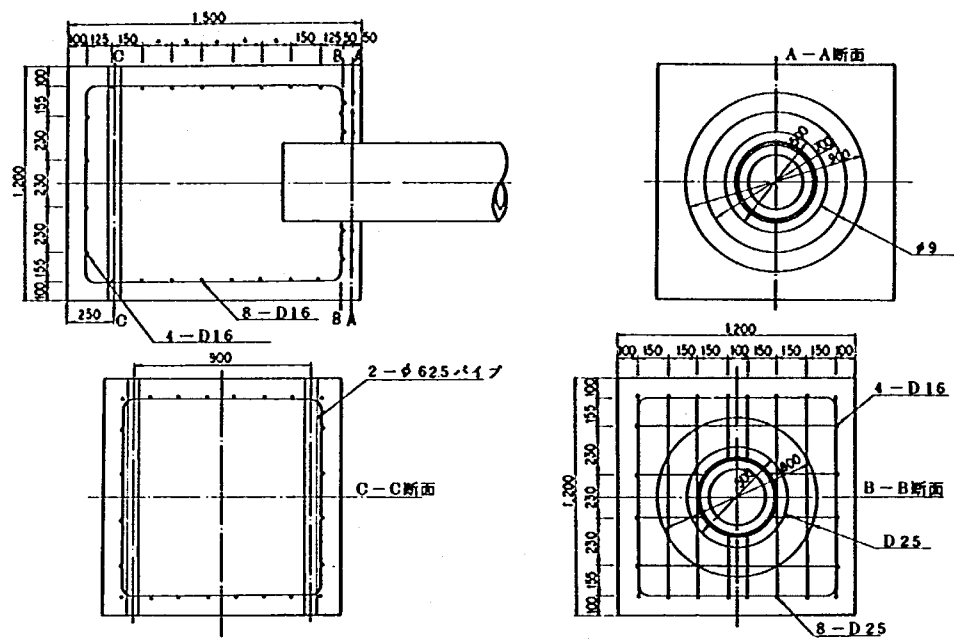


図 2-40 配筋図 A 型供試体

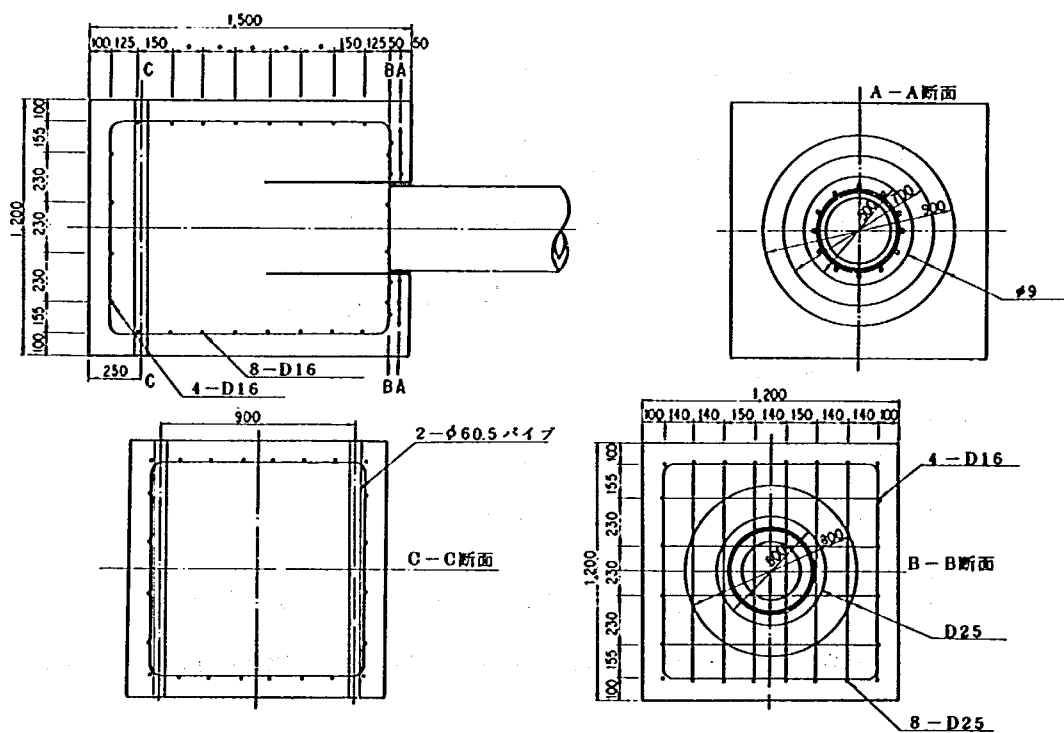


図 2-41 配筋図 B 型供試体

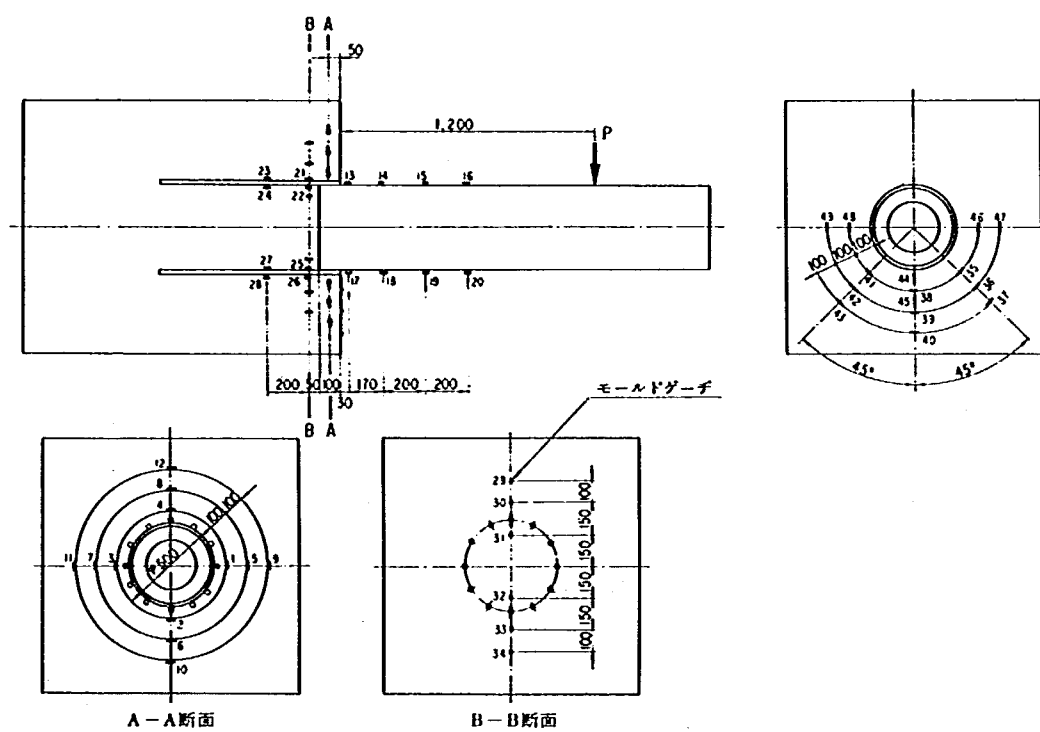


図 2-4 2 ワイヤストレンゲージ貼付位置 A型供試体

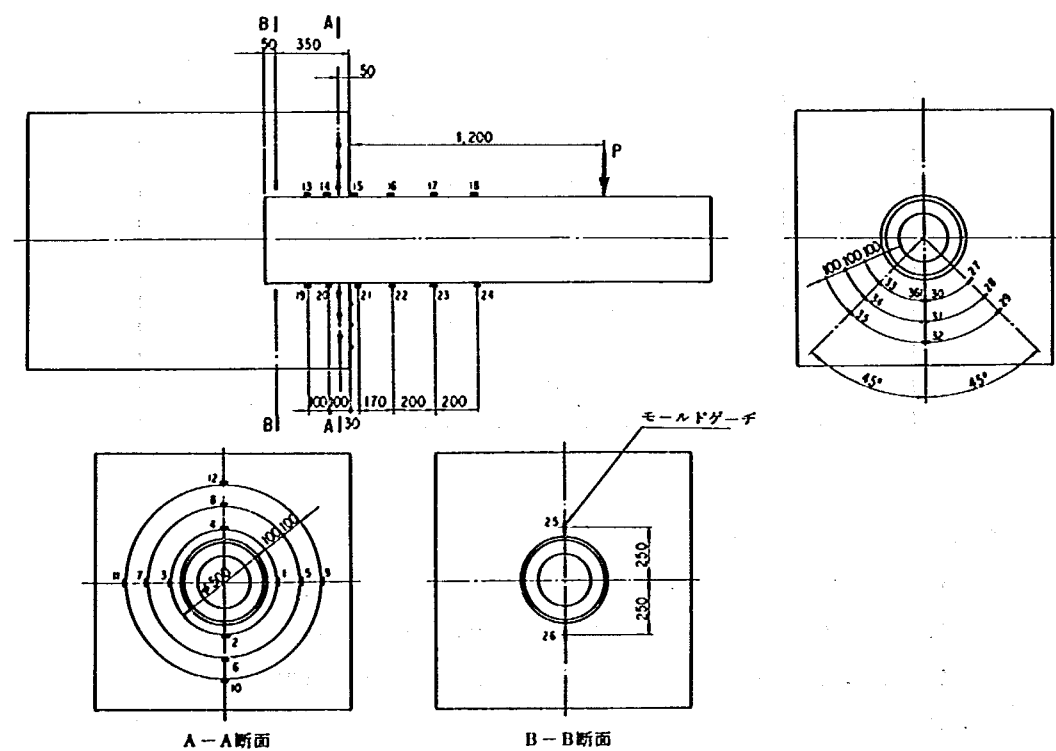


図 2-4 3 ワイヤストレンゲージ貼付位置 B型供試体

表 2-8 杭の断面性能

外径 (mm)	厚 さ (mm)			曲げモーメント (t・m)		
	銅 管	コンクリート	合 計	常 時	地 震 時	破 壊
400	6	59	65	11.3	17.0	40.8

表 2-9 銅管の強度

降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸 び (%)
2,900	4,500	37

表 2-10 杭体コンクリートの材料試験値

圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (kg/cm ²)	ポアソン比	供試体数	材 令(日)
1,004	3.98×10^5	0.196	3	41

表 2-11 フーチング・コンクリートの材料試験値

No	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (kg/cm ²)
1	280	2.47×10^5
2	284	2.29×10^5
3	269	2.44×10^5
4	276	
5	257	
6	255	
平 均	270	2.4×10^5

なお、記号は下記のとおりである。

M₁ : 常時荷重時の許容曲げモーメント P₁ : その時の荷重

M₂ : 地震時の許容曲げモーメント P₂ : その時の荷重

M₃ : 破壊曲げモーメント P₃ : その時の荷重

3) 試験結果と考察

試験の結果を表 2-12、表 2-13 および表 2-14 に示す。

表2-12 常時曲げモーメントの測定値

種 別	S C杭付根の鋼管歪		荷重点 たわみ (mm)	アンカー鉄筋の歪	
	圧 縮 (10^{-6})	引 張 (10^{-6})		圧 縮 (10^{-6})	引 張 (10^{-6})
A	349 (0.84)	499 (0.75)	2.0 (2.4)	—	—
B	333 (0.80)	332 (0.50)	1.5 (1.8)	188 (0.96)	424 (0.68)

注 () は計算値との比

表2-13 地震時曲げモーメントの測定値

種 別	回 数	S C杭付根の鋼管歪 (10^{-6})		荷重点 たわみ (mm)	アンカー鉄筋の歪 (10^{-6})	
		圧 縮	引 張		圧 縮	引 張
A	1 回 目	545	770	3.2	—	—
		(0.89)	(0.77)	(2.5)		
	10 回目	579	803	3.2	—	—
		(0.95)	(0.80)	(2.5)		
B	1 回 目	569	571	2.8	323	747
		(0.93)	(0.57)	(2.2)	(1.06)	(0.80)
	10 回目	601	576	2.8	352	800
		(0.99)	(0.58)	(2.2)	(1.15)	(0.86)

注 () は計算値との比

表2-14 破壊時曲げモーメントの測定値

種 別	最大荷重 (t)	荷重点の 最大たわみ (mm)	最大荷重時のひずみ(10 ⁻⁶)				破 壊 形 状
			S O杭付根の鋼管		アンカー鉄筋		
			圧 縮	引 張	圧 縮	引 張	
A	21.7 (1.18)	51.0 (40t) 載荷時	16,462	2,003	—	—	S O杭の引張側の抜出しが大きくなり、付根の圧縮側鋼管の座屈の進行により破壊
B	47.8 (1.41)	21.7 (37.6t) 載荷時	25,000	9,818	2,185 (34t)	1,657	アンカー鉄筋の定着部コンクリートが破壊して抜出し、付根の圧縮側鋼管の座屈の進行により破壊

注 () は計算値との比

常時荷重、地震荷重、および破壊時荷重は計算値をかなり上回っているので、埋込み型、鉄筋定着型ともフーチングのコンクリート強度が 270 kg/cm^2 程度あり、適切な施工が行なわれるならば、杭頭結合部は強度的に十分な構造であると判断される。

荷重点のたわみの計算値は全断面有効として算出したので小さ目であるが、完全剛結でない影響も多分にあるものと考えられる。

破壊がすべて鋼管の座屈であることを考えると、中詰コンクリートの補剛効果が十分に発揮されていると推定できる。とくに鉄筋定着型の強度の比率が大きいのには、中詰コンクリートがフーチング面下 30 cm のところまで鋼管杭中空部に充填されていた効果が十分に発揮されたものと考えられる。

地震荷重に対し、それぞれ10回ずつ繰り返し片振り載荷試験を行なったが、表2-13に示すとおり歪の進行はなかった。この10回の繰り返し片振り載荷を荷重点の荷重-たわみ曲線として図示したのが、図2-44、図2-45であるが、この杭頭の結合構造は繰り返し作用力に対しても安全であることが立証された。

杭体の周囲に配置したリング鉄筋の中央水平断面における歪分布を図2-46、図2-47に示し、鉄筋定着型のNo 1、No 3 ゲージの破壊荷重 50 t 載荷時の測定値は 300×10^{-6} 、 130×10^{-6} であった。

強度的に最も弱点とされている杭の埋込み部周辺が、このリング鉄筋により大幅に強化されていることが明白である。このリング鉄筋は杭体に近づく程有効で、杭体から離れるにしたがって急激に歪が減少している。本実験では 20 cm 以上離れているものは余り有効に働いていない。

なお、図示したものは載荷方向に対して直角に配置してあるゲージの歪であるが、載荷方向のNo 2、およびNo 4 ゲージは載荷重 14.17 t の場合の歪の値として、埋込み型では両者とも 10×10^{-6} の引張り、鉄筋定着型で 15×10^{-6} 、および 23×10^{-6} の圧縮であった。

埋込み型および鉄筋定着型の杭体歪曲線を破壊荷重について示したのが図2-48、図2-49であるが、常時許容曲げモーメントの場合の荷重 P_1 が 9.42 t 、地震時許容曲げモーメントの場合の荷重 P_2 が 14.17 t である。この P_1 の繰り返し載荷試験の結果は完全に弾性変形の範囲内にあった。

結合部の破壊時の形状は、埋込み型では杭体の引張り側がかなり抜け出し、圧縮側の鋼管が付根で大きく座屈した。図2-50に杭の先端付近にあるフーチングのモールドゲージの実測値を示すが、載荷重 10 t 程度までは変化なく、 10 t を超える載荷から杭先端の変位が始まっており、設計荷重の範囲内では杭の支圧というよりは杭とフーチングコンクリートとの付着が抵抗している気配が感じられる。したがって、この付着が切れ始めた時から、本来の杭面の支圧が働き出し、支圧強度の急速な増加とともに、杭が圧壊された形となっている。

鉄筋定着型でもこの現象が顕著でアンカー鉄筋の付着がよく働き、フーチングコンクリートを引張り側で引きはがし、抜け始めるとほとんど同時に圧縮側の鋼管が付根で大きく座屈した。ア

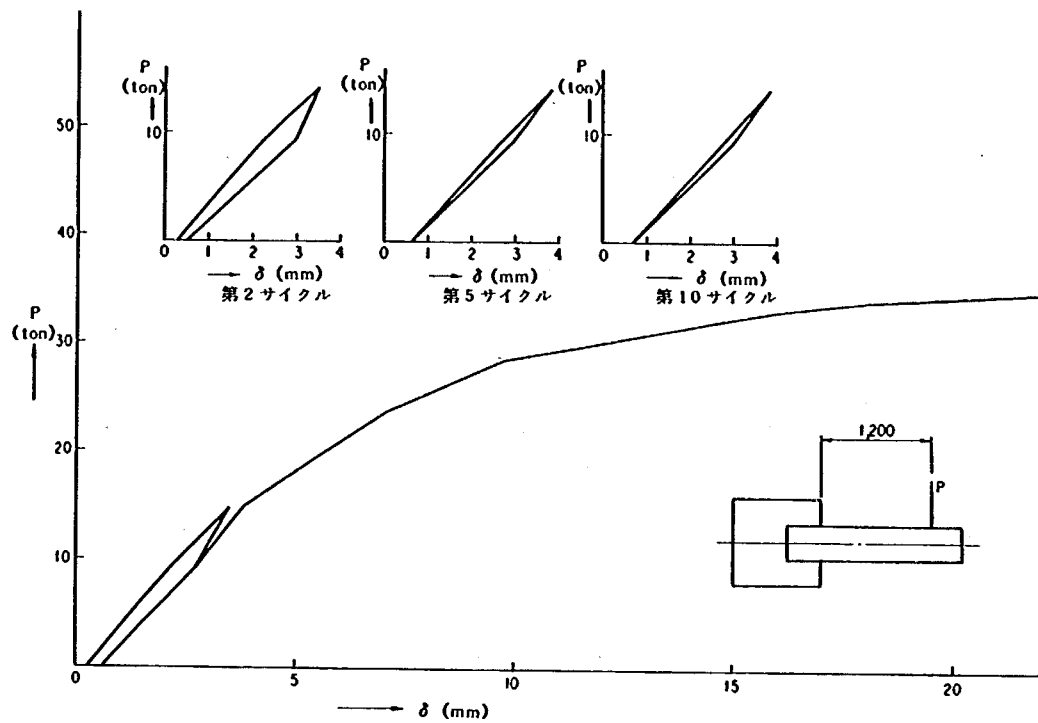


図 2-4 4 載荷点の荷重たわみ曲線 (A 型)

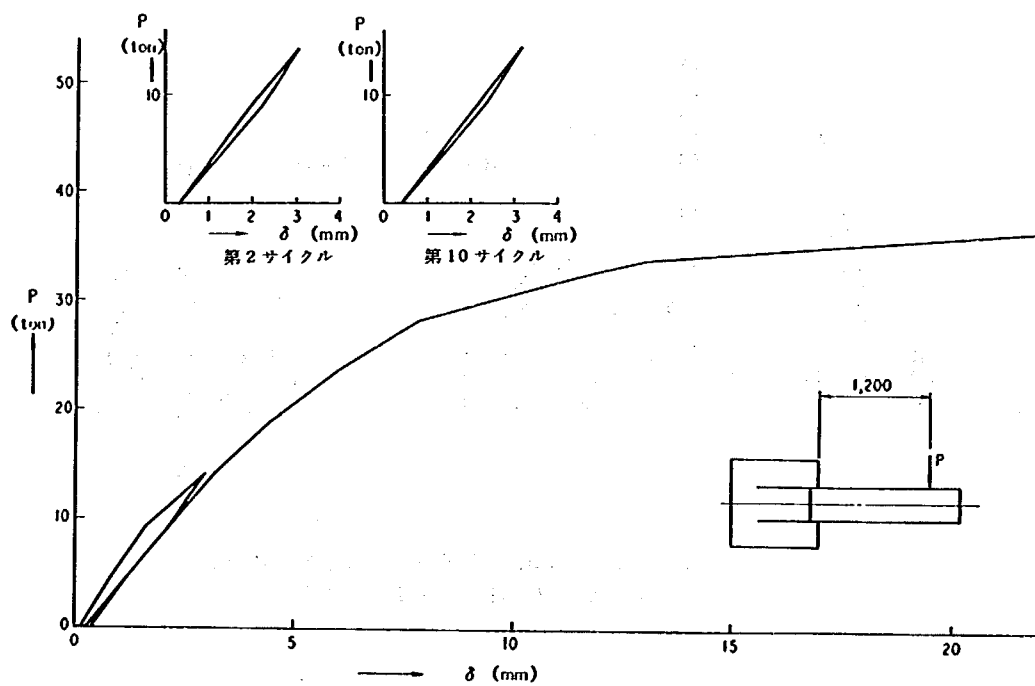


図 2-4 5 載荷点の荷重たわみ曲線 (B 型)

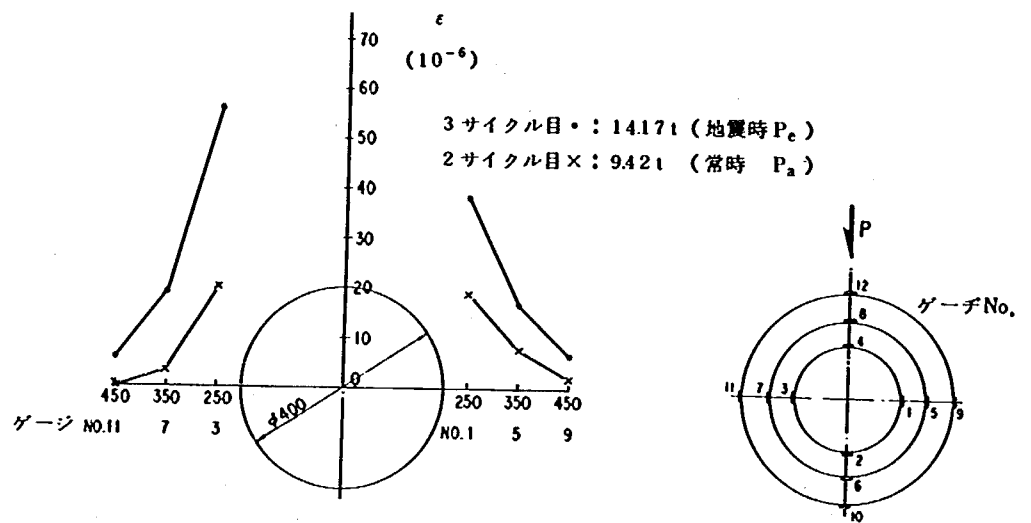


図 2-46 リング筋の中央水平断面の歪分布 (A 型)
(2 サイクル目と 3 サイクル目)

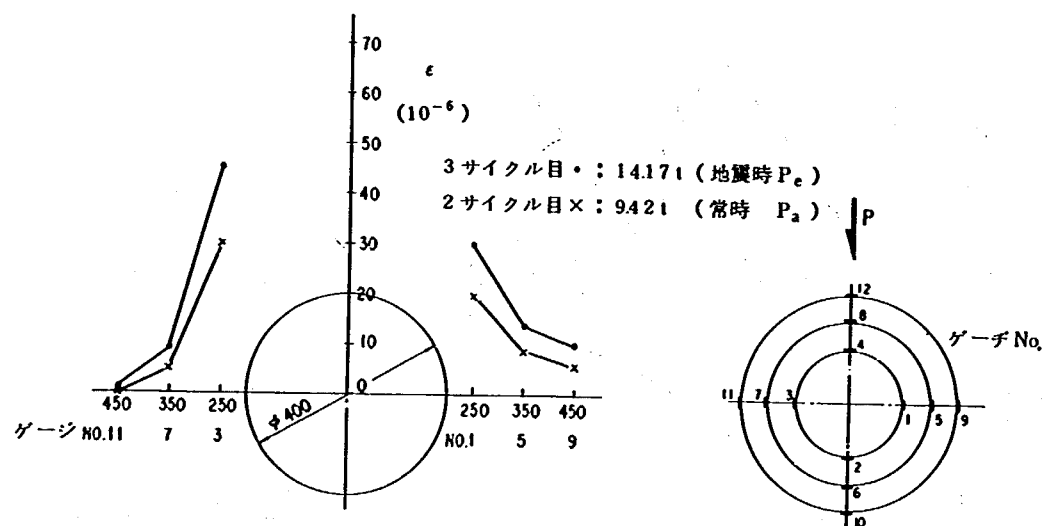


図 2-47 リング筋の中央水平断面の歪分布 (B 型)
(2 サイクル目と 3 サイクル目)

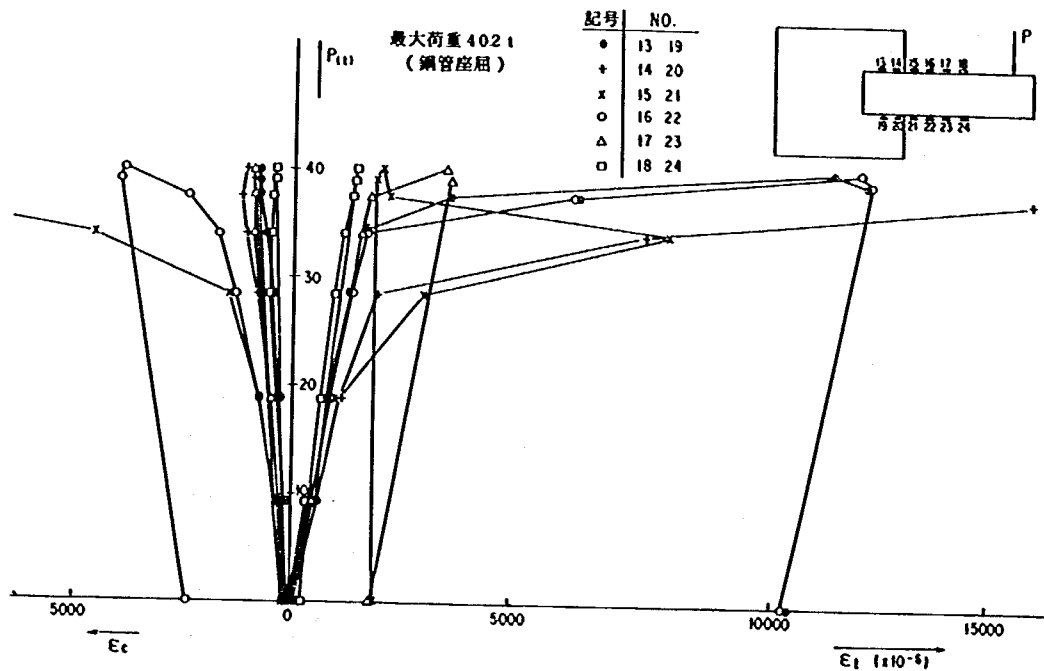


図 2-48 杭体の荷重歪曲線 (A 型) (13 サイクル目)

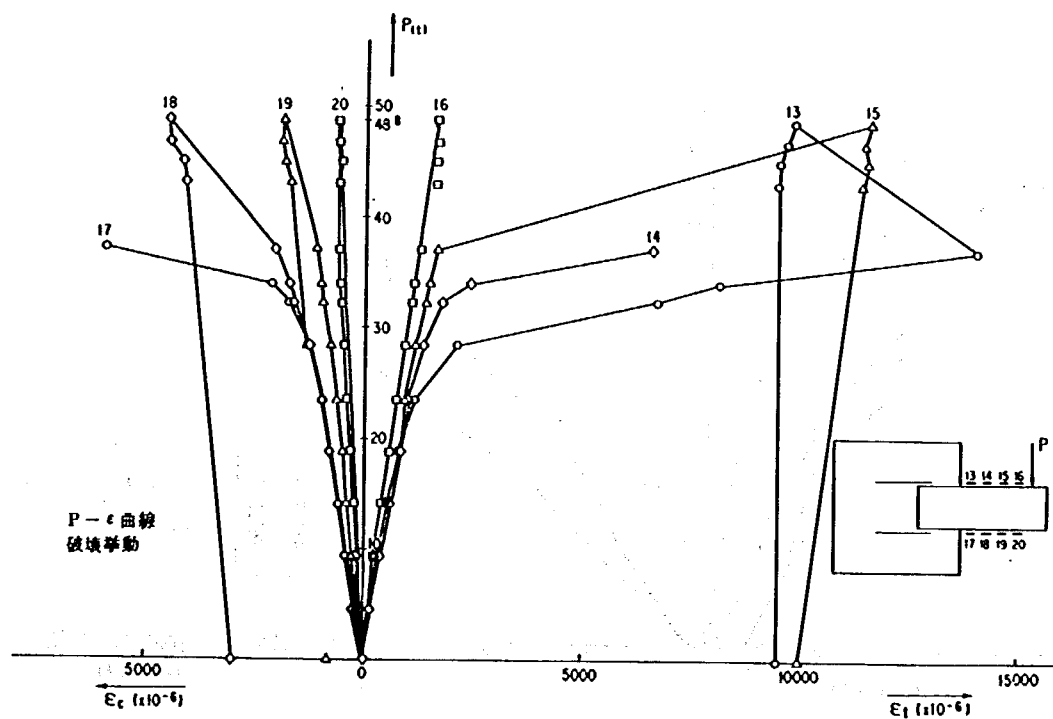


図 2-49 杭体の荷重歪曲線 (B 型) (破壊サイクル)

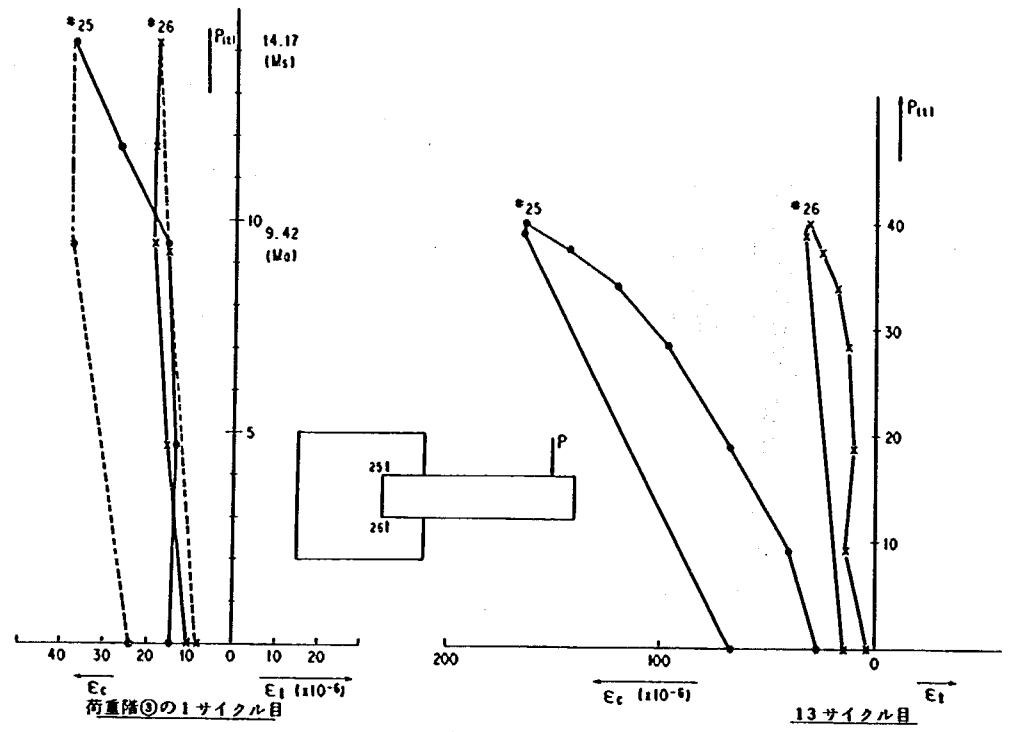


図2-50 モールドゲージの荷重歪曲線 (A型)

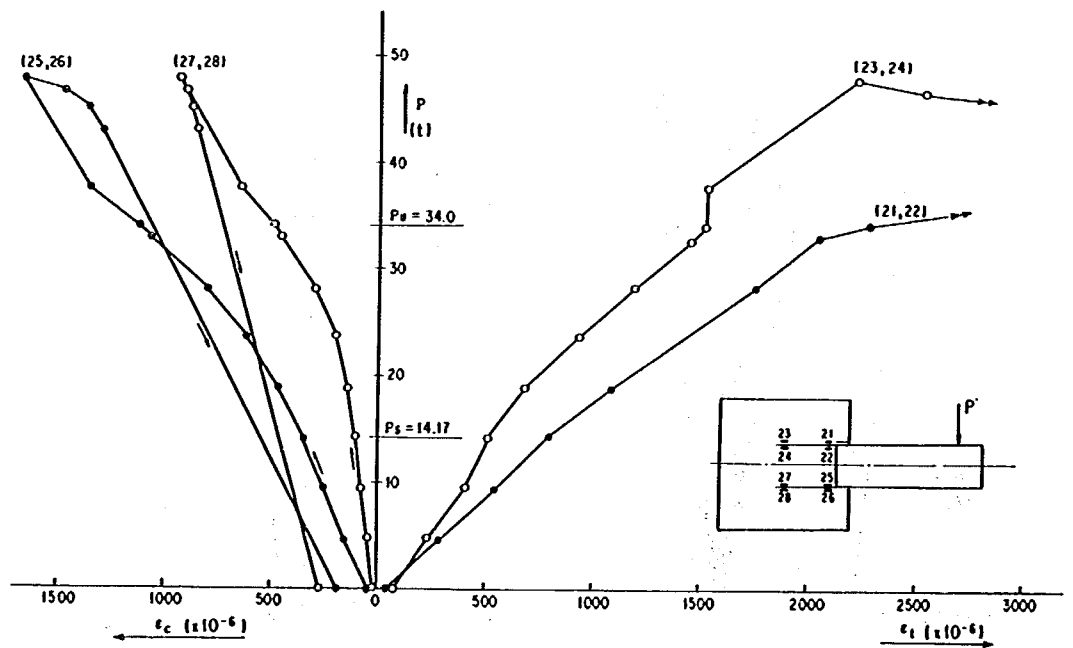


図2-51 アンカー筋の歪 (破壊サイクル) (B型供試体)

アンカー鉄筋の歪-荷重曲線を破壊荷重について図2-51に示してあるが、地震時荷重 P 、の値14.17tで繰り返し載荷は完全に弾性範囲内にあった。図2-51においてアンカー鉄筋の先端(ゲージ番号No23, No24)が、根元部(ゲージ番号No21, No22)に近い歪を示しており、鉄筋が抜け出す形を明瞭に説明している。

鉄筋定着型の杭先端部のフーチングの鉛直歪については6ケのモールドゲージが設けてあり、その実測値の代表値を図2-52に示すが、地震荷重まではフーチングの鉛直歪は弾性範囲内の挙動を示している。杭頭直下のNo114のゲージに比較して、他のゲージの挙動は破壊サイクルにおいてもかなり小さい。

アンカー鉄筋およびモールドゲージによる歪の実測値を計算値と対比させたものが図2-53である。計算値は図2-2で示したようにアンカー鉄筋の有効かぶり厚さ10cmの仮想鉄筋コンクリート杭とした場合の歪であるが、実測値と割合によく一致していることが明らかである。

また、鉄筋定着型について、杭体めり込み量を測定してあるが(後述)、杭先端部におけるフーチングコンクリートの水平歪の測定値は荷重14.17tで 240×10^{-6} であり、杭頭結合部の回転バネの値を埋込み型および鉄筋定着型について図2-54に示した。

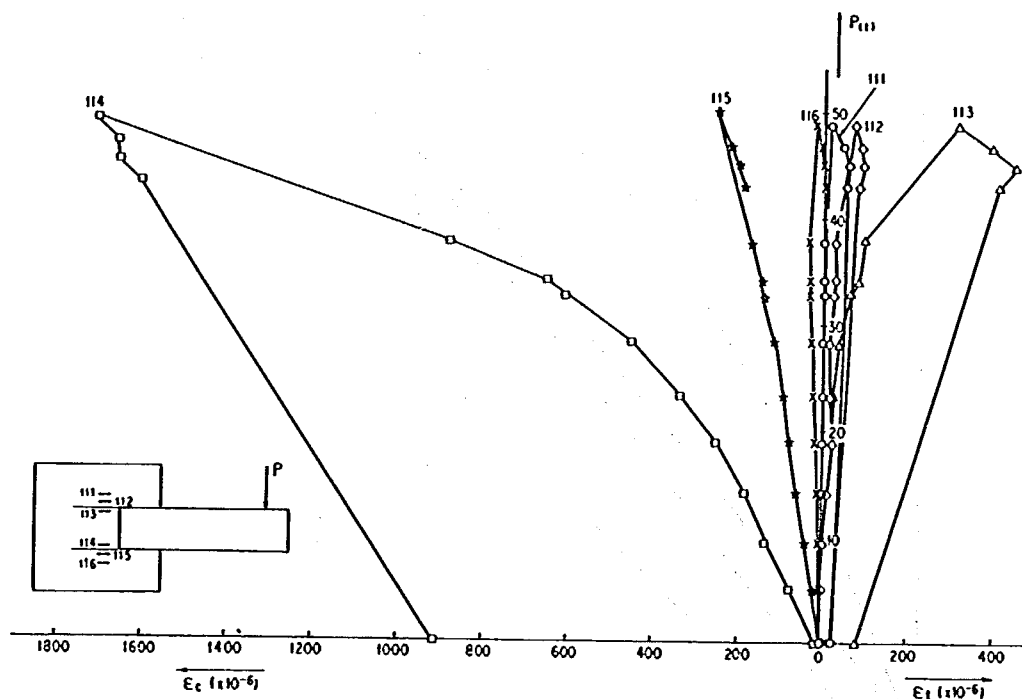


図2-52 モールドゲージの荷重歪曲線(B型)(破壊サイクル)

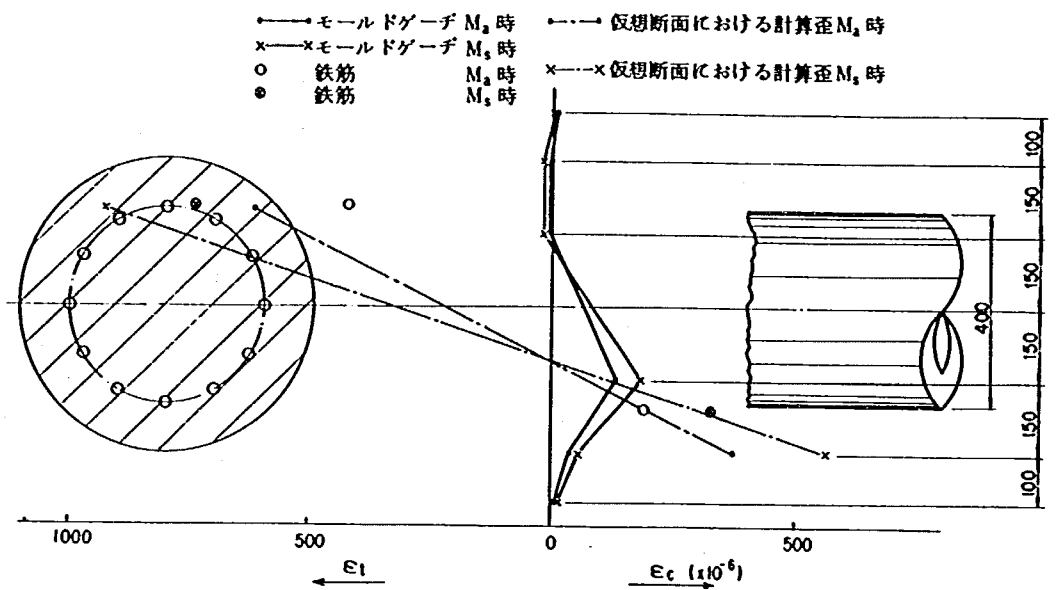


図 2-53 アンカー部における実測歪と計算歪の比較 (B 型)

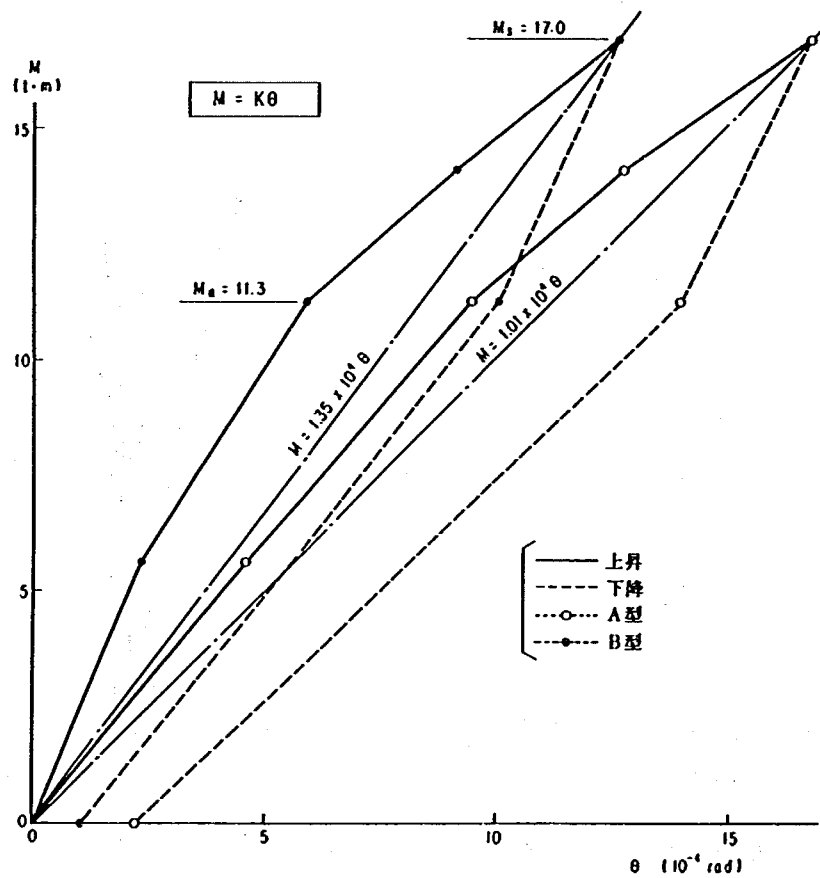


図 2-54 杭頭結合部の回転バネこわさ (A 型, B 型)
(荷重階③の 1 サイクル目)(載荷点のたわみより)

鉄筋定着型について測定値を照合してみると、杭体めり込み量は図2-53の緑端で、荷重零の時点修正を行なえば0.11mmである。また図2-53において、中立軸は計算値を用いれば杭緑端から8.6cmであるので、

$$\text{回転角 } \theta = \frac{0.011}{8.6} = 1.28 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{回転バネ定数 } K_R = \frac{M}{\theta} = 1.33 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m/rad}$$

となり、図2-54のB型（鉄筋定着型）の値に一致する。

また、鉄筋定着の水平支圧応力度は図2-2によれば $\sigma_{ch} = 35.4 \text{ kg/cm}^2$ の計算値であり、フーチングコンクリートの $E_c = 2.4 \times 10^5$ とすれば、歪は $\epsilon = 146 \times 10^{-6}$ となる。モールドゲージ歪値は 240×10^{-6} と倍に近い。したがって、フーチング表面近くにおける水平バネ係数を E_c の関数とした場合 E_c としては、かなり低い値が考えられる。

結論としては次のようなことが明らかになった。

a) リング鉄筋

杭頭の埋込み部の周囲に配置したリング鉄筋はフーチング表面から5cmの位置にあったので非常に有効に働いている。2.4の実験の場合には、フーチングの下側鉄筋に接して配置したため、効果が少なかったが、今回の場合には、鉄筋定着型のみならず、埋込み型についても明白な効果が現れている。リング鉄筋の代りに鋼管の周囲に格子状に根巻鉄筋を配置した他の実験の結果をみても、杭の側面にあたるゲージは大きな歪を示している。

b) 繰り返し荷重について

埋込み型および鉄筋定着型について、繰り返し荷重を載荷したが、弾性範囲内の挙動であることが確認された。なお、破壊荷重によって、杭とフーチングとの結合部の破壊形体が明らかにされたが、これによって、我々が用いている設計に用いる範囲と破壊荷重との相対関係が示された。

c) 中詰コンクリートの効果

中詰コンクリートの効果としては水平荷重が作用した場合の耐力が計算より遙かに大きく、とくに杭の座屈により破壊していることを考えると、その補強効果は大きい。なお、水平荷重載荷時における杭頭および杭側面の支圧について異常は認められなかった。

d) 杭頭回転バネ定数 K_R

K_R については測定値の間に整合性があり、アンカー鉄筋の計算値との比較も一致していることから、回転バネ定数 K_R の値もほぼ信頼に値すると考えられる。

2.6 PC杭の杭頭部の結合に関する実験 ※12

1) 供試体の形状寸法と載荷方法

供試体の形状寸法は図2-55に示す。

PC杭の断面諸元は表2-16に示す。埋込み型はAシリーズ、鉄筋定着型はBシリーズとす

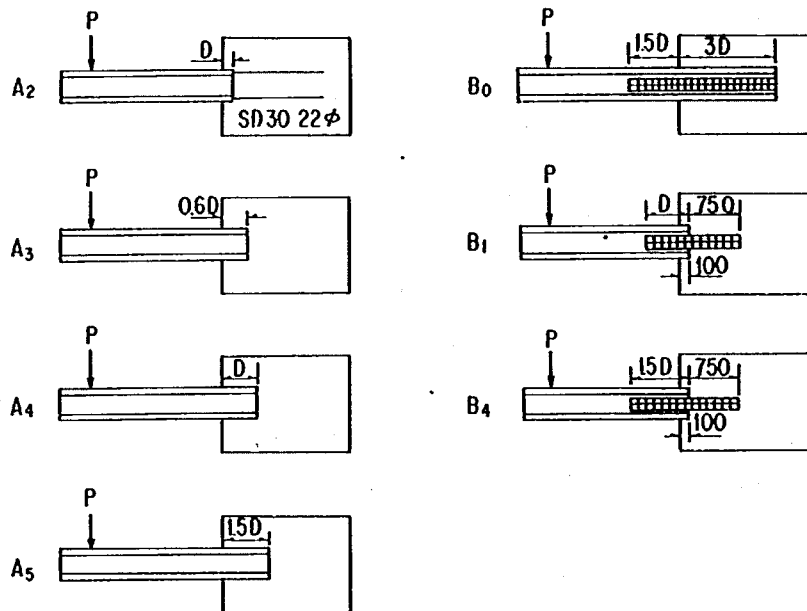


図 2-55 PC杭供試体の形状図

表 2-16 PC杭断面諸元

記 号	外 径 (mm)	厚 さ (mm)	PC鋼棒 径一本数	有 効 プレストレス (kg/cm ²)	ひびわれ曲げ モーメント (t・m)	破壊曲げ モーメント (t・m)
PR-B400	400	75	10-12	80	7.5	15.6

る。中詰コンクリートはPC杭の中空内部に型枠を10 ϕ 鉄線で吊り込み、突き棒および棒バイブレーターでコンクリートを締め固めた。

載荷方法は片持ち梁方式とし、1サイクルはひび割れ荷重の半分、2サイクルはひび割れ荷重4.7 t、3サイクルは設計破壊荷重9.75 tを確認後、破壊するまで続行した。

2) 実験結果と考察

埋込み型(Aシリーズ)と鉄筋定着型(Bシリーズ)を比較すると、いくらか鉄筋定着型の方が剛結度が低い。作用曲げモーメントと回転角をプロットしたのが、図2-56である。

供試体において杭の周囲にリング鉄筋がすべて配置されていたが、A₃、B₁、B₄にはコンクリートブロックにひび割れが観察された。

実験結果を整理したものの中で、8.0 t・mの曲げモーメント作用時の各供試体の杭頭回転バネ定数を計算してみたのが表2-18である。

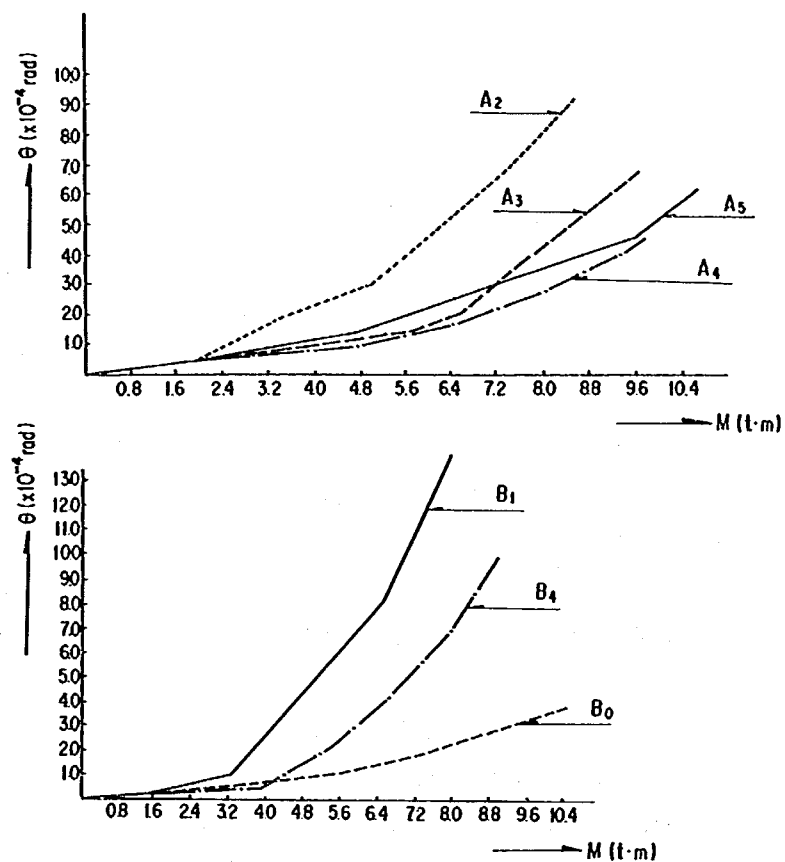


図 2-56 曲げモーメント - 回転角曲線

表 2-18 回転バネ定数表

記 号	作用曲げモーメント ($t \cdot m$)	回 転 角 ($\times 10^{-4}$ rad)	回 転 バ ネ ($\times 10^4 t \cdot m / \text{rad}$)
A_2	8.0	8.0	1.0
A_3	8.0	4.1	1.9
A_4	8.0	3.5	2.3
A_5	8.0	2.7	2.8
B_0	8.0	2.5	3.2
B_1	8.0	1.44	0.55
B_4	8.0	7.0	1.2

3. 杭頭回転バネ定数を考慮した設計計算

3.1 まえがき

杭とフーチングとの結合部については一般の躯体部のような一体構造にすることが困難であり、しばしば異質の材質のものを結合する場合があります、橋梁構造として注意を要する箇所である。

しかしながら前章で述べたように現在の杭頭の結合構造についての実験の検証は、ほぼ、その妥当性を認めて強度的な問題、あるいはその照査法も当を得ていることが判明している。

しかしながら、それらの実験はすべて杭頭の回転バネを無限大とする完全剛結の条件は到底達成することが不可能であることも立証した。それどころか、杭頭回転バネは予想しているものより、かなり小さいのではないかと、危惧が生じてきた。

経済的に、構造的に現在行なわれている杭頭結合構造を是認せざるを得ないし、強度的にも問題はないのであるから、設計計算において対応せざるを得ない。

一方、現在の設計計算としては杭頭結合を完全ヒンジか、完全剛結かを仮定して計算する方法しかない状態である。そこで筆者は杭頭回転バネ定数を用いて、現行の一般的計算手法に組入れ、試算計算を繰り返すことなく、簡単に解を求めることを考えた。とくに既製コンクリート杭のフーチングとの結合構造については苦心を払っているところであり、完全剛結の仮定による杭頭部の莫大な曲げモーメントに対して、非常に無理な設計を強いられている。この点で有限の杭頭回転バネ定数を導入すれば、水平変位量は増加するが、杭頭曲げモーメントは減少するので杭頭の設計に苦慮しているコンクリート杭については設計が非常に合理的になると考えられる。

一般に杭基礎において、地盤とフーチングの位置との関係には、図3-1のような二つの場合がある。

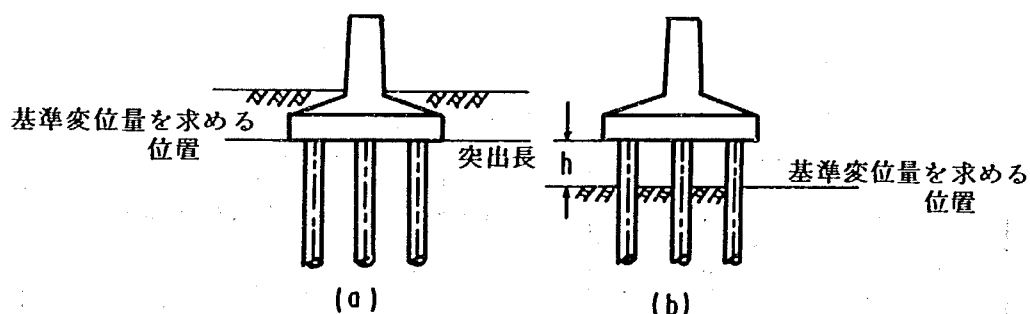


図3-1 杭基礎の構造形式

a) はフーチングが土中に埋込まれている一般の場合である。

b) は多柱基礎とも呼ばれ、杭が地盤面より突出している部分を突出長、あるいは自由長とも呼んでいる。杭に水平力が作用する場合、現在の設計計算では地盤を弾性体として考えており、その代表的な設計手法はY.L.Chang の提案によるものである。これが弾性地盤反力法である。

3.2 突出長のない弾性地盤反力法 ※13 ※14 ※15 ※16

地上に突出している杭の地中部のみに着目して図3-2の場合には土を完全弾性体として取扱って次式が得られる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Kh \cdot D \cdot y = 0 \quad (3-1)$$

ここに

EI : 杭の曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)

Kh : 水平方向地盤反力係数 (t/m)

D : 杭径 (m)

この一般解は次式で得られる。

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x}$$

図3-2

$$(C \cos \beta x + D \sin \beta x) \dots\dots (3-2)$$

杭の根入れ長さが無限の場合, $A=0$, $B=0$ となり

$$y = e^{\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \dots\dots (3-3)$$

となる。次にたわみ曲線の方程式から

$$\text{たわみ角} \quad \theta = \frac{dy}{dx} \dots\dots (3-4)$$

$$\text{曲げモーメント} M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2} \dots\dots (3-5)$$

$$\text{せん断力} \quad S = -EI \frac{d^3 y}{dx^3} \dots\dots (3-6)$$

が計算できる。すなわち $\beta = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot D}{4EI}}$

として地表面下 x に生ずる M_x , H_x (S) は下記の式で与えられる。

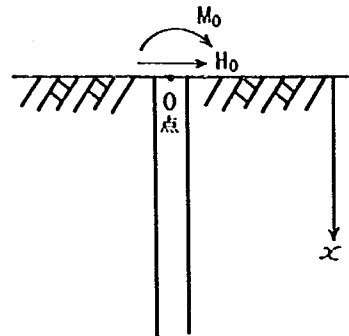
$$\theta_x = y' = -\beta \cdot e^{-\beta x} \{ \cos \beta x \cdot (C-D) + \sin \beta x \cdot (C+D) \} \dots\dots (3-7)$$

$$M_x = -EI y'' = \beta^2 \cdot e^{-\beta x} \{ \cos \beta x \cdot 2D - \sin \beta x \cdot 2C \} \cdot EI \dots\dots (3-8)$$

$$H_x = -EI y''' = -\beta^3 \cdot e^{-\beta x} \{ 2(C+D) \cdot \cos \beta x - 2(C-D) \cdot \sin \beta x \} \cdot EI \dots\dots (3-9)$$

これらに境界条件として $x=0$ (杭頭) を与えると

$$[\theta_x]_{x=0} = -\beta \cdot (C-D) \dots\dots (3-10)$$



$$[M_x]_{x=0} = 2\beta^2 \cdot D \cdot EI \dots\dots\dots (3-11)$$

$$[H_x]_{x=0} = -2\beta^3 \cdot (C+D) \cdot EI \dots\dots\dots (3-12)$$

いま、地上部分に作用する水平力の総和と、地表面上に設けたO点まわりの外力によるモーメントの和が与えられたとすれば、 $(-H_0, -M_0)$ とする) 式(3-11), (3-12)より

$$C = \frac{H_0 + \beta M_0}{2EI \cdot \beta^3} \quad D = -\frac{M_0}{2EI \cdot \beta^2} \dots\dots\dots (3-13)$$

が得られるが、ここで

$$h_0 = \frac{M_0}{H_0} \dots\dots\dots (3-14)$$

とおくと、 h_0 は水平力 H_0 の見掛けの作用高さであり、これを用いると、たわみ曲線は

$$y_x = \frac{H_0}{2EI \cdot \beta^3} \cdot e^{-\beta x} \{ 1 + \beta \cdot h_0 \} \cos \beta x - \beta \cdot h_0 \sin \beta x \} \dots\dots\dots (3-15)$$

となる。

次に地表面変位 y_0 と傾斜角 θ_0 が与えられた場合には

$$[y_x]_{x=0} = C = y_0 \dots\dots\dots (3-16)$$

$$[\theta_x]_{x=0} = -\beta \cdot (C-D) = -\theta_0 \dots\dots\dots (3-17)$$

より

$$C = y_0, \quad D = y_0 - \frac{\theta_0}{\beta} \dots\dots\dots (3-18)$$

が得られる。式(3-11), (3-12)より $x=0$ では

$$[M_x]_{x=0} = 2EI \cdot \beta^2 \cdot D = 2EI \cdot \beta^2 \left(y_0 - \frac{\theta_0}{\beta} \right)$$

$$[H_x]_{x=0} = -2EI \cdot \beta^3 (C+D) = -4EI \cdot \beta^3 \left(y_0 - \frac{\theta_0}{2\beta} \right)$$

であるから、これを外力 H_0, M_0 で表わせば

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= 4EI \cdot \beta^3 \cdot y_0 - 2EI \cdot \beta^2 \cdot \theta_0 \\ M_0 &= -2EI \cdot \beta^2 \cdot y_0 + 2EI \cdot \beta \cdot \theta_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-19)$$

または

$$\left. \begin{aligned} y_0 &= \frac{H_0 + \beta \cdot M_0}{2EI \cdot \beta^3} \\ \theta_0 &= \frac{H_0 + 2\beta \cdot M_0}{2EI \cdot \beta^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-20)$$

となる。

3.3 突出長のある弾性地盤反力法 ※17 ※18 ※19

Y.L.Chang の方法を地上に突出した部分のある一般的な場合について考える。杭頭に水平力 H_t 、外力モーメント M_t が作用する場合、杭頭から下向きに z 軸、水平力 H_t が作用する向きに y 軸をとると、地上部分の微分方程式は

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} = 0 \quad \dots\dots\dots (3-21)$$

その一般解を

$$\begin{Bmatrix} y_z \\ \frac{dy_z}{dz} \\ \frac{d^2 y_z}{dz^2} \\ \frac{d^3 y_z}{dz^3} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 & z & z^2 & z^3 \\ & 1 & 2z & 3z^2 \\ & & 2 & 6z \\ & & & 6 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix}$$

と表わせば、境界条件として

$$\textcircled{1} \quad [M_z]_{z=0} = -EI \left[\frac{d^2 y_z}{dz^2} \right]_{z=0} = -2EI \cdot a_3 = -M_t$$

$$\textcircled{2} \quad [S_z]_{z=0} = -EI \left[\frac{d^3 y}{dz^3} \right]_{z=0} = -6EI \cdot a_4 = -H_t$$

また、 $Z=h$ 、 $x=0$ において地中部の杭との連続条件より

$$\textcircled{3} \quad [y_z]_{z=h} [y_x]_{x=0} = y_0 \quad a_1 + a_2 h + a_3 h^2 + a_4 h^3 = \frac{H_0 + \beta \cdot M_0}{2EI \cdot \beta^3}$$

$$\textcircled{4} \quad \left[\frac{dy_z}{dz} \right]_{z=h} = \left[\frac{dy_x}{dx} \right]_{x=0} = -\theta_0 \quad a_2 + 2a_3 h + 3a_4 h^2 = \frac{H_0 + 2\beta \cdot M_0}{2EI \cdot \beta^2}$$

$$\textcircled{5} \quad EI \left[\frac{d^2 y_z}{dz^2} \right]_{z=h} = EI \left[\frac{d^2 y_x}{dx^2} \right]_{x=0} = M_0 \quad 2EI \cdot a_3 + 6EI \cdot h \cdot a_4 = M_0$$

$$\textcircled{6} \quad EI \left[\frac{d^3 y_z}{dz^3} \right]_{z=h} = EI \left[\frac{d^3 y_x}{dx^3} \right]_{x=0} = H_0 \quad 6EI \cdot a_4 = H_0$$

以上の6箇の条件式から、4箇の積分定数 $a_1 \sim a_4$ と H_0 、 M_0 か、 H_t 、 M_t を用いて次のように表わされる。

$$\left. \begin{array}{l} H_0 = H_t \\ M_0 = M_t + H_t \cdot h \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (3-22)$$

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= \frac{2(1+\beta \cdot h)^3 + 1}{6EI \cdot \beta^3} \cdot Ht + \frac{(1+\beta \cdot h)^2}{2EI \cdot \beta^2} \cdot Mt \\ a_2 &= \frac{(1+\beta \cdot h)^2}{2EI \cdot \beta^2} \cdot Ht - \frac{1+\beta \cdot h}{EI \cdot \beta} \cdot Mt \\ a_3 &= \frac{Mt}{2EI} \\ a_4 &= \frac{Ht}{6EI} \end{aligned} \right\} \dots\dots (3-23)$$

また、地中部の杭のたわみ曲線(3-3)式の積分定数C, Dは式(3-13)に式(3-22)を代入して

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{1}{2EI \cdot \beta^3} \{ (1+\beta \cdot h) \cdot Ht + \beta \cdot Mt \} \\ D &= -\frac{1}{2EI \cdot \beta^2} \{ Ht \cdot h + Mt \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-24)$$

これらの値を用いて

$$\left. \begin{aligned} \text{杭頭の変位 } y_t &= \frac{(1+\beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2}}{3EI \cdot \beta^3} \cdot Ht + \frac{(1+\beta \cdot h)^2}{2EI \cdot \beta^2} \cdot Mt \\ \text{杭頭の傾斜角 } \theta_t &= \frac{(1+\beta \cdot h)^2}{2EI \cdot \beta^2} \cdot Ht + \frac{1+\beta \cdot h}{EI \cdot \beta} \cdot Mt \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-25)$$

式(3-25)をHt, Mtを未知数とする連立方程式に直すと

$$\left. \begin{aligned} Ht &= K_1 \cdot y_t - K_2 \cdot \theta_t \\ Mt &= -K_3 \cdot y_t + K_4 \cdot \theta_t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-26)$$

と書き表わすことができる。

ここに

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{12EI \cdot \beta^3}{(1+\beta \cdot h)^3 + 2} \\ K_2 &= K_3 = K_1 \cdot \frac{1+\beta \cdot h}{2\beta} \\ K_4 &= \frac{4EI \cdot \beta}{1+\beta \cdot h} \cdot \frac{(1+\beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2}}{(1+\beta \cdot h)^3 + 2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-27)$$

式(3-19)においても H_0 , M_0 も式(3-26)のように表わすことができる。

この場合, $h=0$ である。

この K_1 , K_2 , K_3 , K_4 は杭軸直角バネ定数と称して次表のとりの値とすることができる。

表3-1 杭軸直角バネ定数

	杭 頭 剛 結		杭 頭 ヒ ン ズ	
	$h \neq 0$	$h=0$	$h \neq 0$	$h=0$
K_1	$\frac{12EI \cdot \beta^3}{(1+\beta \cdot h)^3+2}$	$4EI \cdot \beta^3$	$\frac{3EI \cdot \beta^3}{(1+\beta \cdot h)^3+\frac{1}{2}}$	$2EI \cdot \beta^3$
K_2, K_3	$K_1 \cdot \frac{1+\beta \cdot h}{2\beta}$	$2EI \cdot \beta^2$	0	0
K_4	$\frac{4EI \cdot \beta}{1+\beta \cdot h} \cdot \frac{(1+\beta \cdot h)^3+\frac{1}{2}}{(1+\beta \cdot h)^3+2}$	$2EI \cdot \beta$	0	0

3.4 杭頭回転バネを考慮した場合の修正杭軸直角バネ定数(K_1 , K_2 , K_3 , K_4) ※20

表3-1では杭頭が完全剛結か, 完全ヒンジの場合しか記載していないが, いま, 杭頭が回転バネで弾性支持されているものとし,

バネ定数 K_R ($t \cdot m / rad$)

フーチングに対する杭の回転角 $\varphi = \frac{M_t}{K_R}$ (rad)

フーチングの回転角 $\alpha = \theta t + \varphi$ (rad)

とすれば, 式(3-26)は

$$Ht = K_1 \cdot y_t - K_2 \cdot \theta t \quad \dots\dots\dots (3-28)$$

$$Mt = -K_3 \cdot y_t + K_4 \cdot \theta t \quad \dots\dots\dots (3-29)$$

$$\alpha = \theta t + \varphi \quad \dots\dots\dots (3-30)$$

$$\varphi = \frac{Mt}{K_R} \quad \dots\dots\dots (3-31)$$

式(3-28), 式(3-29)に式(3-30), 式(3-31)を代入すれば,
($K_2=K_3$ とする)

$$\left. \begin{aligned} Ht &= \left(K_1 - \frac{K_2^2}{K_R + K_4} \right) \cdot y_t - \frac{K_R \cdot K_2}{K_R + K_4} \alpha \\ Mt &= -\frac{K_R \cdot K_2}{K_R + K_4} y_t + \frac{K_R \cdot K_4}{K_R + K_4} \alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots (3-32)$$

したがって, 杭頭回転バネを導入する場合の杭軸直角バネ定数を表3-2のように改めればよい。

表3-2 修正杭軸直角バネ定数

	杭頭完全剛結		杭頭回転バネ定数(K_R)		杭頭ヒンジ	
	$h \neq 0$	$h=0$	$h \neq 0$	$h=0$	$h \neq 0$	$h=0$
K_1	$\frac{12EI \cdot \beta^3}{(1+\beta \cdot h)^3 + 2}$	$4EI \cdot \beta^3$	K_1^*	$\frac{4EI \cdot \beta^3 (K_R + EI \cdot \beta)}{K_R + 2EI \cdot \beta}$	$\frac{3EI \cdot \beta^3}{(1+\beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2}}$	$2EI \cdot \beta^3$
K_2, K_3	$K_1 \cdot \frac{1+\beta \cdot h}{2\beta}$	$2EI \cdot \beta^2$	K_2^*	$\frac{2EI \cdot \beta^2 \cdot K_R}{K_R + 2EI \cdot \beta}$	0	0
K_4	$\frac{4EI \cdot \beta}{1+\beta \cdot h} \cdot \frac{(1+\beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2}}{(1+\beta \cdot h)^3 + 2}$	$2EI \cdot \beta$	K_4^*	$\frac{2EI \cdot \beta \cdot K_R}{K_R + 2EI \cdot \beta}$	0	0

た だ し

$$K_1^* = \frac{12EI \cdot \beta^3 \{ (1+\beta \cdot h) K_R + EI \cdot \beta \}}{(1+\beta \cdot h) \{ (1+\beta \cdot h)^3 + 2 \} K_R + 4EI \cdot \beta \{ (1+\beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2} \}}$$

$$K_2^* = \frac{6EI \cdot \beta^2 (1+\beta \cdot h)^2 \cdot K_R}{(1+\beta \cdot h) \{ (1+\beta \cdot h)^3 + 2 \} K_R + 4EI \cdot \beta \{ (1+\beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2} \}}$$

$$K_3^* = K_2^*$$

$$K_4^* = \frac{4EI \cdot \beta \{ (1+\beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2} \} K_R}{(1+\beta \cdot h) \{ (1+\beta \cdot h)^3 + 2 \} K_R + 4EI \cdot \beta \{ (1+\beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2} \}}$$

3.5 K_1, K_2, K_3, K_4 の効用 ※20

図3-3に示す杭基礎の計算において, 原点Oの変位は次の三元連立方程式を解いて求められる。

$$A_{xx} \cdot \delta x + A_{xy} \cdot \delta y + A_{x\alpha} \cdot \alpha = H_0$$

$$A_{yx} \cdot \delta x + A_{yy} \cdot \delta y + A_{y\alpha} \cdot \alpha = V_0$$

$$A_{\alpha x} \cdot \delta x + A_{\alpha y} \cdot \delta y + A_{\alpha\alpha} \cdot \alpha = M_0$$

フーチング底面を水平とすれば、各係数は次式で求められる。

$$A_{xx} = \sum (K_1 \cdot \cos^2 \theta_i + K_v \cdot \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \sum (K_v - K_1) \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i$$

$$A_{x\alpha} = A_{\alpha x} = \sum \{ (K_v - K_1) x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \}$$

$$A_{yy} = \sum (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i)$$

$$A_{y\alpha} = A_{\alpha y} = \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i \}$$

$$A_{\alpha\alpha} = \sum \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 + K_3) x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \}$$

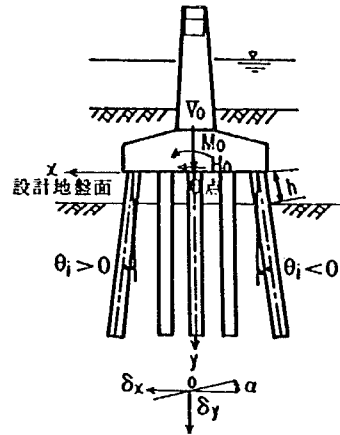


図3-3 変位法による計算座標

ここに

H_0 : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (t)

V_0 : " " 鉛直荷重 (t)

M_0 : 原点Oのまわりの外力のモーメント (t・m)

δ_x : 原点Oの水平変位 (m)

δ_y : 原点Oの鉛直変位 (m)

α : フーチングの回転角 (rad)

x_i : i番目の杭の杭頭のx座標 (m)

θ_i : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度で符号は図3-3のとおりとする。(度)

K_v : 杭頭に単位の軸方向変位を生じさせる杭軸方向力 (杭軸方向バネ定数) (t/m)

K_1, K_2, K_3, K_4 : 表3-2で与えられるバネ係数

以上の計算の結果求められたフーチング原点における変位 ($\delta_x, \delta_y, \alpha$) より各杭頭に作用する杭軸方向力 P_{Ni} , 杭軸直角方向力 P_{Hi} , およびモーメント M_{Hi} は次式で求める。

$$P_{Ni} = K_v \cdot \delta_{yi}'$$

$$P_{Hi} = K_1 \cdot \delta_{xi}' - K_2 \cdot \alpha$$

$$M_{Hi} = K_3 \cdot \delta_{xi} + K_4 \cdot \alpha$$

ここに

$$\delta_{xi}' = \delta_x \cdot \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \sin \theta_i$$

$$\delta_{yi}' = \delta_x \cdot \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cos \theta_i$$

したがって、 K_1, K_2, K_3, K_4 が与えられた場合、計算は試算なしに答を求めることができる。

3.6 考 察 ※20

前述の杭頭回転バネ定数 K_R を考慮した $K_1^* K_2^* K_4^*$ を用いて計算した結果と、従来の杭頭剛結、および杭頭ヒンジとしたものと比較した例を図3-4に示す。図に表示した外力に対し

て、杭頭完全剛結で計算すると、鋼管杭 $\phi 600\text{mm}$ 、肉厚 12mm が25本必要になるが、（ここで水平方向地盤反力係数 $K_h = 2.6\text{ kg/cm}$ としてある。）同じ杭配置で、杭頭結合の条件を変えると、杭頭曲げモーメントが異なり、ある範囲の杭頭回転バネ定数 K_R では杭に作用する曲げモーメントが最小になる。

すなわち、従来の杭頭回転バネ定数 $K_R = \infty$ の場合には、杭頭曲げモーメントが $50\text{ t}\cdot\text{m}$ を超えるので、肉厚 12mm の鋼管を使用して、杭体応力が 20998 kg/cm^2 （許容応力は 2100 kg/cm^2 ）となっている。

しかしながら、 K_R が有限値であると、図3-4に示すように杭頭曲げモーメントが小さくなるので、応力に余裕が生じ、鋼管杭の肉厚を減らすことも可能になる。当該設計において鋼管杭の肉厚を 12mm から 9mm に減少させて、その杭体の許容応力と K_R との相関関係を図示したのが、図3-5である。

つまり、 $5 \times 10^2\text{ t}\cdot\text{m/rad} \leq K_R \leq 3 \times 10^4\text{ t}\cdot\text{m/rad}$ の範囲においては杭体応力はすべて許容応力内に納まり、当初設計の肉厚 12mm を 9mm に変更することが可能となる。

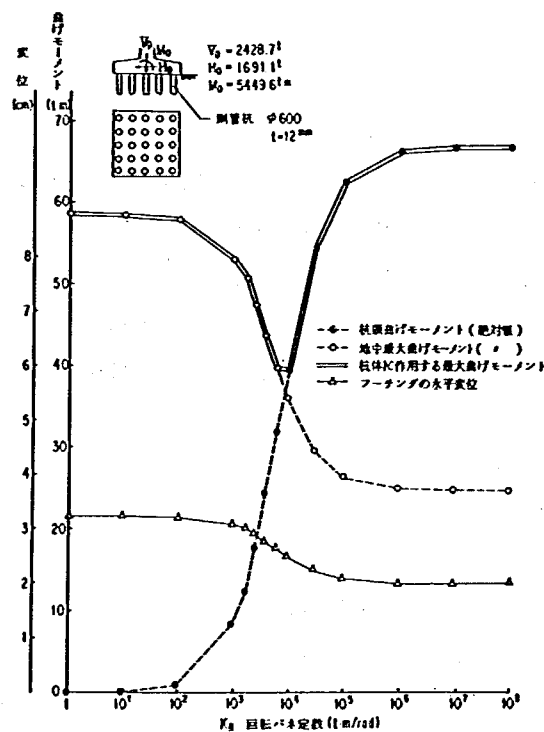


図3-4 回転バネ定数と変位、曲げモーメントの関係

図の示す最も大きな特色は杭頭曲げモーメントが $K_R = 10^5 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ より急激に減少し、 $10^3 \sim 10^4 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ 附近で地中部の最大曲げモーメントと交差して杭の全長に亘っての曲げモーメントの値が均一化することである。

2.6中詰コンクリートを打設した鋼管杭の水平挙動の項、あるいは2.7 P C杭の杭頭部の接合に関する実験の項でふれたように K_R は $5.5 \times 10^3 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ から $3.2 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ の範囲に納まっている。この範囲は杭に作用する曲げモーメントが最も能率のよい分布をしている範囲であり、今後の杭基礎の経済性に影響するところが非常に大きいと考えられる。

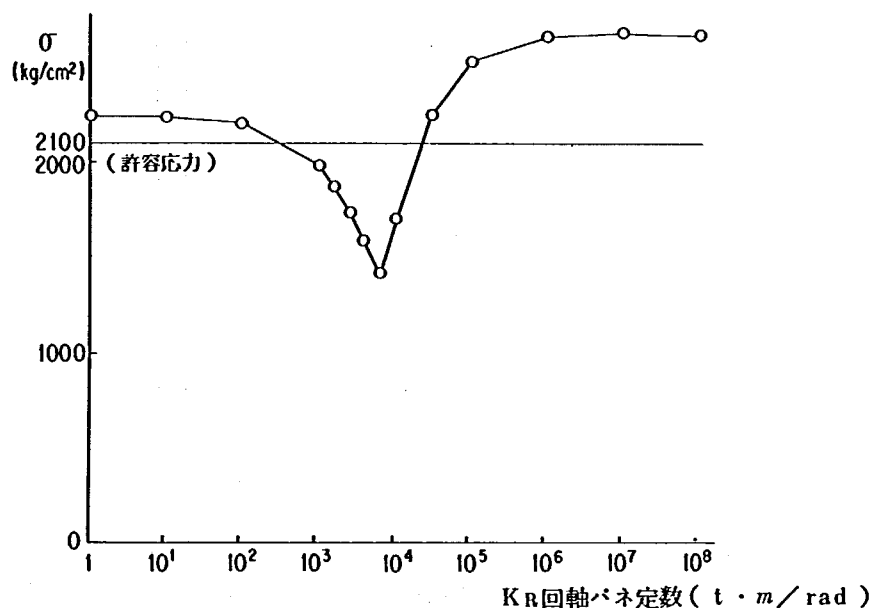


図3-5 $\sigma - K_R$ 曲線

場所打ち杭、およびP C杭について、実施設計例にこの杭頭回転バネ定数を導入した結果を説明する。設計法は杭基礎自動設計※附録2として、筆者らが開発した電算プログラムによったが、このプログラムは、工事費を最小にする、フーチング寸法、杭の配置を試算計算を繰り返し収録させるものである。第一選定基準として、過去の統計により、杭基礎の工費をすべてフーチング体積に換算して、その体積を最小にする。第二選定として、最小換算体積より+5%の換算体積を持つ設計までを抽出して、その設計例の中に地盤反力、あるいは杭体応力などの全般について、最も安定感のあるものを最終設計とするものである。

1) 場所打ち杭基礎

図3-6に示すような地盤条件(N値で表示する。)で、杭頭回転バネ定数 K_R を 10^3 、 10^4 、 10^5 剛結および剛結ヒンジ両用の場合について、設計可能範囲、ならびにその推奨順位を示したのが、表3-3である。また、推奨順位第1位の設計についての計算諸数値の表が、表3-4であり、その図面が図3-7である。

この結果から判断すると、場所打ち杭では表3-3で明らかなように、 $K_R = 10^5 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ 、および $10^4 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ では杭本数が13本に減らすことが可能である。 $K_R = \infty$ 、あるいは $K_R = 10^3$ では杭本数は15本必要である。

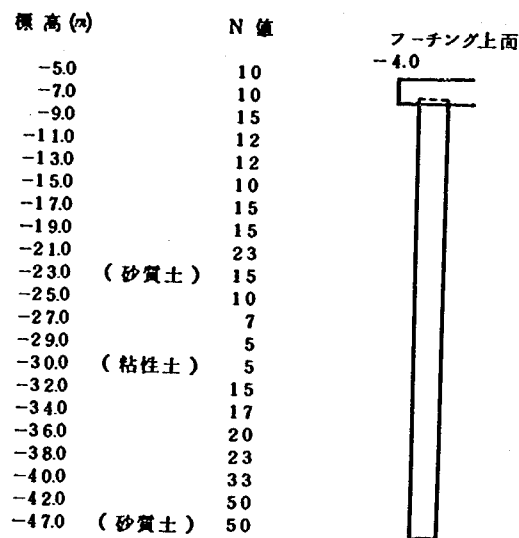


図3-6 地盤 N 値

したがって、この結果は非常に重要なことであるが、換算体積比は $K_R = 10^4 \sim 10^5 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ で、剛結の場合の87～88%で済むことになり、これに比例して工事費も経済的になることである。

一方、杭頭曲げモーメントは杭本数との関係もあるが、 $K_R = 10^5 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ で $K_R = \infty$ の場合よりかなり減り、 $K_R = 10^4 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ では $K_R = 10^3 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ の場合の数値に近づく。変位量は地盤が良好であるので、とくに有意の結果はない。

2) PC杭基礎

図3-8に示すような地盤条件(N値で表示する)で、場所打ち杭と全く同じパラメーターによって整理したものが、表3-5、表3-6および図3-9である。

この結果より、PC杭は場所打ち杭と異なり、 $K_R = 10^4 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ 、 $10^3 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ で $K_R = \infty$ の場合に対して換算体積が85～90%になっている。杭本数も K_R の値にしたがって、最多で36本、最小で28本と K_R の影響の大きいことを示している。

杭頭曲げモーメントについては、 $K_R = \infty$ 、あるいは $K_R = 10^5 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ で大きく、PC杭の弱点であるフーチングとの結合部の曲げモーメントの大きいことが、その経済性に大きな影響のあることを示している。PC杭の場合は $K_R = 10^3 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ とヒンジに近い方が剛結の場合より経済的となっている。杭頭変位量は地盤の影響で、あまり変化はない。

表 3 - 3 設計可能形状 (場所打ち杭基礎)

No.	KR = 1000			KR = 10000			KR = 100000			剛結 (ヒンジチェック)			剛結 (ヒンジチェック)		
	フチング寸法	根数	杭長	フチング寸法	根数	杭長	フチング寸法	根数	杭長	フチング寸法	根数	杭長	フチング寸法	根数	杭長
1	130×7.0×24	15	35.0	130×7.0×2.6	13	35.0	140×7.0×2.6	13	35.0	150×7.5×2.4	15	35.0	150×7.5×2.4	15	35.0
2	135×7.0×24	15	35.0	135×7.0×2.6	13	35.0	145×7.5×2.6	13	35.0	140×7.0×2.4	15	35.0	140×7.0×2.4	15	35.0
3	130×7.5×2.4	15	35.0	140×7.0×2.6	13	35.0	135×7.0×2.6	13	35.0	145×7.5×2.4	15	35.0	145×7.5×2.4	15	35.0
4	140×7.0×2.4	15	35.0	140×7.0×2.6	13	35.0	140×7.5×2.6	13	35.0	140×7.5×2.4	15	35.0	140×7.5×2.4	15	35.0
5	135×7.5×2.4	15	35.0	145×7.0×2.6	13	35.0	150×7.5×2.6	13	35.0	145×8.0×2.4	15	35.0	145×8.0×2.4	15	35.0
6	140×7.5×2.3	15	35.0	130×7.5×2.6	13	35.0	140×7.0×2.6	13	35.0	135×7.0×2.4	15	35.0	135×7.0×2.4	15	35.0
7	130×8.0×2.4	15	35.0	135×7.5×2.6	13	35.0	135×7.5×2.6	13	35.0	140×8.0×2.4	15	35.0	140×8.0×2.4	15	35.0
8	145×7.5×2.3	15	35.0	140×7.5×2.6	13	35.0	145×7.5×2.6	13	35.0	135×7.5×2.5	15	35.0	135×7.5×2.5	15	35.0
9	135×8.0×2.4	15	35.0	140×7.5×2.6	13	35.0	135×7.5×2.6	13	35.0	135×8.0×2.5	15	35.0	130×7.0×2.5	15	35.0
10	130×8.5×2.4	15	35.0	135×7.5×2.6	13	35.0	140×7.5×2.6	13	35.0	135×8.5×2.5	15	35.0	135×8.0×2.5	15	35.0
11	150×7.5×2.3	15	35.0	145×7.5×2.6	13	35.0	135×7.5×2.6	13	35.0	130×8.0×2.5	15	35.0	130×7.5×2.5	15	35.0
12	140×8.0×2.0	15	35.0	130×7.0×2.6	13	35.0	140×8.0×2.6	13	35.0	130×8.5×2.5	15	35.0	135×8.5×2.5	15	35.0
13	145×8.0×2.3	15	35.0	135×8.0×2.6	13	35.0	130×7.0×2.8	13	35.0				130×8.5×2.5	15	35.0
14	135×8.5×2.4	15	35.0	130×7.5×2.6	13	35.0	135×8.0×2.7	13	35.0				130×8.5×2.5	15	35.0
15	150×8.0×2.4	15	35.0	130×8.0×2.6	13	35.0	130×7.5×2.7	13	35.0						
							以下省略								

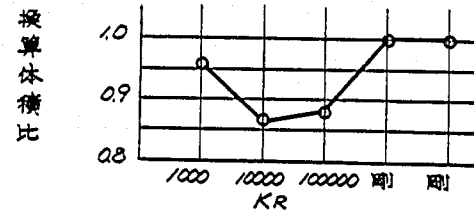


表 3 - 4 場所打ち杭基礎計算結果

場所打ち杭		KR=1000		KR=10000		KR=100000		剛結(ヒンジ-チェック)		剛結(ヒンジ-チェック)	
7-チング法 F ₁ ×F ₂ ×T ^m		130×70×2.4		130×70×2.6		140×70×2.6		150×7.5×24		150×7.5×24	
杭本数, 杭長 L ^m		15本 L=35.0		13本 L=35.0		13本 L=35.0		15本 L=35.0		15本 L=35.0	
(地震時)		橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
手 多 面	鉛直力 N ^t	4492.8	4492.8	4536.4	4536.4	4631.2	4631.2	4773.3	4773.3	4773.3	4773.3
	水平力 H ^t	426.7	804.7	434.4	812.4	442.7	820.7	450.1	828.1	450.1	828.1
	曲げモーメント M tm	3772.2	10790.4	3855.4	10949.2	3865.4	10959.2	3797.8	10816.0	3797.8	10816.0
ハ ネ 定 数	1/ばたの平均 N 値	12.6		12.8		12.8		12.6		12.6	
	β m ⁻¹	0.25484		0.25557		0.25557		0.25484		0.25484	
	λ 値 t/m ³	2235.9		2261.8		2261.8		2235.9		2235.9	
	直 角 方 向	K ₁	4451.0	4994.2	7062.9	8774.0	8774.0	8774.0	8774.0	8774.0	8774.0
		K ₂	251.1	2227.0	10321.6	17214.6	17214.6	17214.6	17214.6	17214.6	17214.6
		K ₃	251.1	2227.0	10321.6	17214.6	17214.6	17214.6	17214.6	17214.6	17214.6
		K ₄	985.4	8713.7	40385.8	67550.8	67550.8	67550.8	67550.8	67550.8	67550.8
	KV t/m	43623.2		43623.2		43623.2		43623.2		43623.2	
安 定 計 算	杭軸方向 P _{e max} t	450.6	561.8	505.2	639.6	517.3	637.3	465.8	564.4	465.8	564.4
	最大抵抗力 P _{e max} t	<350.6	<350.6	<354.3	<354.3	<354	<354	<350.6	<350.6	<350.6	<350.6
	杭軸直角方向 P _H t	28.4	53.6	33.4	62.5	34.1	63.1	30.0	55.2	30.0	55.2
	チング 回転角 α rad	0.0013850	0.0010932	0.0014324	0.0012114	0.0014769	0.0010739	0.0012300	0.0008681	0.0012300	0.0008682
	設計地面 水平変位 δ cm	0.647	1.211	0.733	1.305	0.698	1.051	0.583	0.800	0.583	0.800
杭 体 応 力 度	杭頭曲げモーメント M tm	0.2598	1.9649	3.8413	18.5136	12.4013	65.0902	17.3220	78.9646	17.3269	78.99
	地中部 Max モーメント M tm	-358.95 3.09m	-66.6061 3.12m	-39.7116 3.15m	-67.3584 3.39m	-35.3607 3.47m	-44.1829 4.42m	-27.6741 3.75m	-30.3945 5.13m	-27.691 3.75m	-30.386 5.13m
	杭体応力度 σ _c	79.5	118.1	82.4	118.1	82.1	118.9	68.8	119.9	75.305	117.2
	杭体応力度 σ _s	78.0	142.5	83.7	150.3	81.1	151.1	73.4	142.0	73.1	142.0

-37.959 -69.840

ヒンジ max モーメント

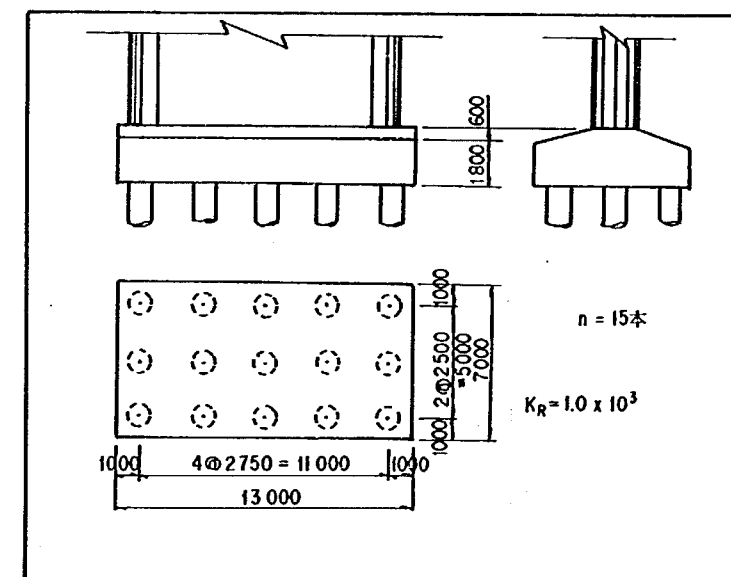
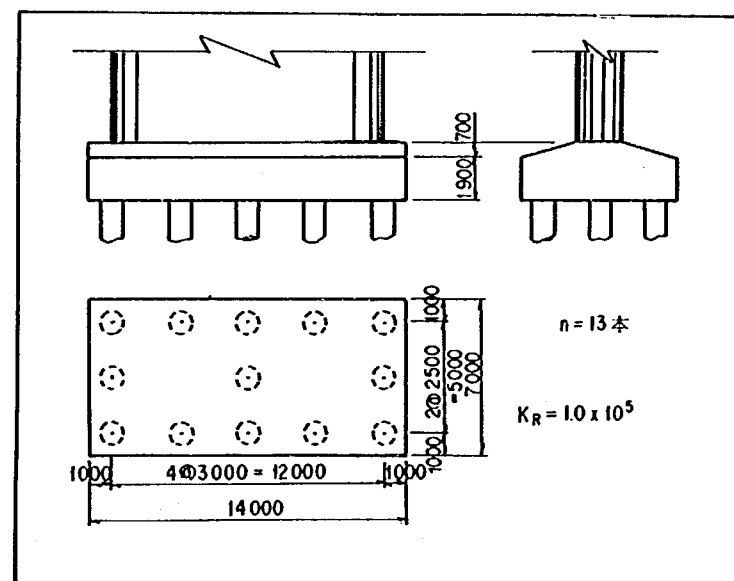
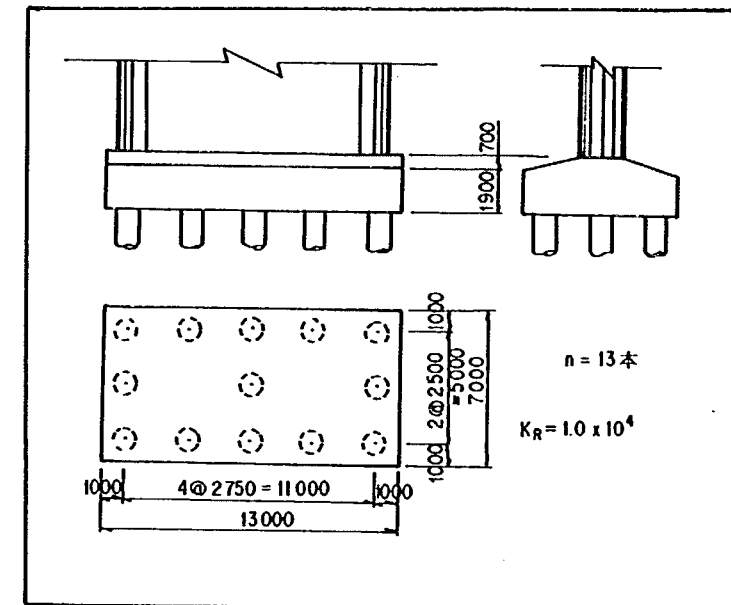
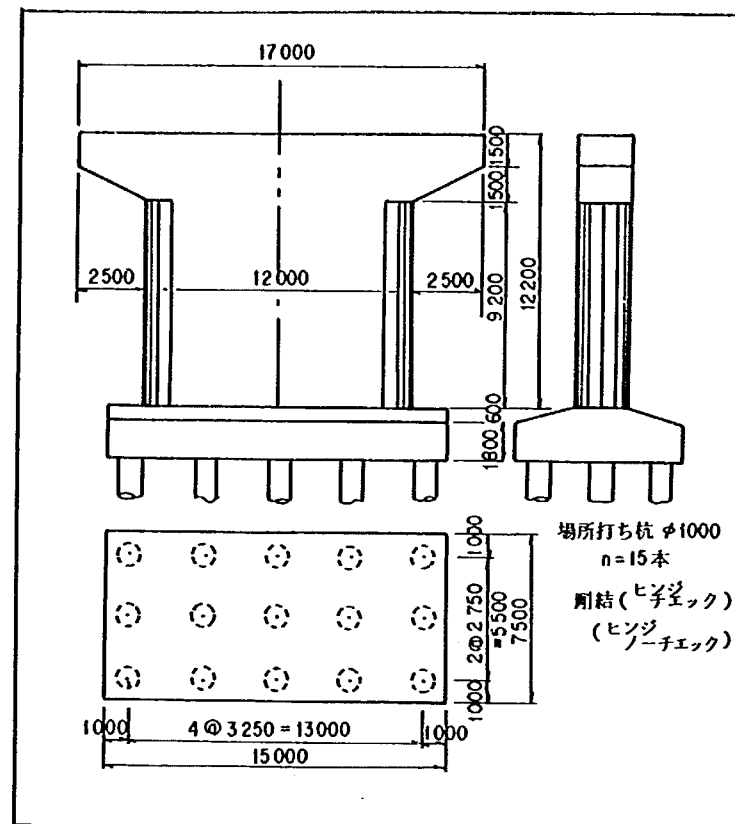


図 3 - 7 場所打ち杭基礎一般図

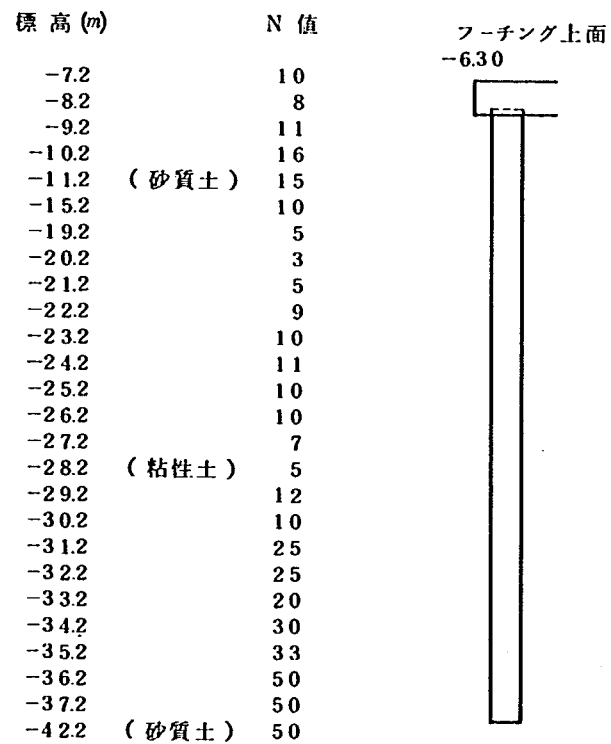


図3-8 地盤 N 値

表 3 - 5 設計可能形状 (P C 杭)

ライン	KR = 1000			KR = 10000			K2 = 100000			剛結 (ヒンジチェック)			剛結 (ヒンジチェック)		
	フーチング寸法	杭数	杭長	フーチング寸法	杭数	杭長	フーチング寸法	杭数	杭長	フーチング寸法	杭数	杭長	フーチング寸法	杭数	杭長
1	16.5×6.5×1.8	30	29.0	16.5×6.0×1.8	28	29.0	18.0×15.0×1.8	34	29.0	16.0×6.0×1.8	36	29.0	16.0×6.0×1.8	36	29.0
2	18.0×6.0×1.8	30	29.0	16.5×5.5×1.8	28	29.0	18.0×4.5×1.8	34	29.0	18.0×5.0×1.8	36	29.0	18.0×5.0×1.8	36	29.0
3	16.5×6.0×1.8	30	29.0	16.0×5.0×1.8	28	29.0				18.0×4.5×1.8	36	29.0	18.0×4.5×1.8	36	29.0
4	16.0×6.5×1.8	30	29.0	17.0×5.5×1.8	28	29.0									
5	17.0×6.0×1.8	30	29.0	16.5×6.0×1.8	28	29.0									
6	17.5×6.0×1.8	30	29.0	17.5×5.5×1.8	28	29.0									
7	16.5×6.5×1.8	30	29.0	18.0×5.5×1.8	28	29.0									
8	18.0×5.5×1.8	30	29.0	16.0×6.0×1.8	28	29.0									
9	18.0×6.0×1.8	30	29.0	16.5×6.0×1.8	28	29.0									
10	16.0×6.5×1.8	30	29.0	16.0×5.5×1.8	28	29.0									
11	16.0×6.5×1.8	30	29.0	16.0×5.0×1.8	30	29.0									
12	16.0×6.0×1.8	30	29.0	17.5×5.5×1.8	28	29.0									
13	17.0×5.5×1.8	30	29.0	16.0×6.0×1.8	28	29.0									
14	16.5×6.0×1.8	30	29.0	16.0×6.6×1.8	28	29.0									
15	17.5×5.5×1.8	30	29.0	16.5×5.0×1.8	28	29.0									
	以下省略			以下省略											

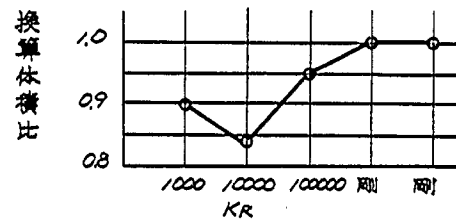


表 3 - 6 P C 杭 の 計 算 例

P C 杭		KR = 1000		KR = 10000		KR = 10000		剛結(ヒンジ-チェック)		剛結(ヒンジ-チェック)	
フチング寸法 $F \times F_2 \times T$ m		16.5 × 6.5 × 1.8		16.5 × 6.0 × 1.8		18.0 × 5.0 × 1.8		16.0 × 6.0 × 1.8		16.0 × 6.0 × 1.8	
杭本数, 杭長 l m		30本 $l=29.0$		28本 $l=29.0$		34本 $l=29.0$		36本 $l=29.0$		36本 $l=29.0$	
(地震時)		橋軸方向		橋軸方向		橋軸方向		橋軸方向		橋軸方向	
マシニング面	鉛直力 N^t	2738.0	2738.0	2657.8	2657.8	2570.9	2570.9	2628.4	2628.4	2628.4	2628.4
	水平力 H^t	472.4	472.4	464.7	537.1	456.9	529.3	461.7	534.7	461.7	534.1
	曲げモーメント M^{cm}	3670.9	3670.9	3664.9	5083.1	3659.3	5077.5	3662.5	5080.7	3662.5	5080.7
	1/3までの平均N値	12.1		12.1		12.1		12.1		12.1	
バネ定数	β m^{-1}	0.39012		0.39012		0.39012		0.39012		0.39012	
	土 値 t/m^3	3153.3		3153.3		3153.3		3153.3		3153.3	
	直角方向	K_1	2568.0	3359.9	4516.4	4849.7	4849.7	4849.7	4849.7	4849.7	4849.7
		K_2	367.1	2396.8	5361.4	6215.6	6215.6	6215.6	6215.6	6215.6	6215.6
		K_3	367.1	2396.8	5361.4	6215.6	6215.6	6215.6	6215.6	6215.6	6215.6
		K_4	940.9	6143.9	13743.1	15932.7	15932.7	15932.7	15932.7	15932.7	15932.7
安定計算	KV t/m	37085.1		37085.1		37085.1		37085.1		37085.1	
	杭軸方向最大抵抗力 $P_{t\max}$ t	158.9	144.7	173.5	157.4	167.2	124.1	154.1	121.5	154.1	121.5
	最大引張り力 $P_{t\max}$ t	<104.3	<104.3	<104.3	<104.3	<104.3	<104.3	<104.3	<104.3	<104.3	<104.3
	杭軸方向抵抗力 P_H t	15.7	18.2	16.6	19.2	13.4	15.6	12.8	14.8	12.8	14.8
	フチング回転角 d rad	0.0007293	0.0001921	0.0009393	0.0002247	0.0014115	0.0001585	0.0009723	0.0001804	0.0009723	0.0001804
	設計地盤面水平変位 σ cm	0.624	0.710	0.561	0.587	0.465	0.363	0.389	0.329	0.389	0.329
杭体応力度	杭頭曲げモーメント $M_{t\max}$	1.6028	2.4250	7.6746	12.6877	5.5367	17.3104	8.6924	17.5776	8.6931	17.5790
	地中部Maxモーメント M_m	-12.0003	-13.4856	-9.2685	-8.9110	-7.8534	-4.7723	-5.8678	-4.2774	-5.868	-4.275
	杭体応力度 σ_{ca}	245.8	245.6	239.2	248.8	227.5	245.6	224.3	254.5	235.0	254.5
	杭体応力度 σ_p	7489.6	7567.9	7981.3	7510.2	7366.6	7720.8	7426.3	7735.0	7471	7735

-10599 -12.262
 ヒンジmaxモーメント

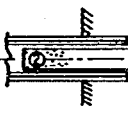
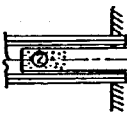
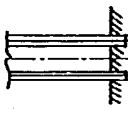
4. 杭頭回転バネ定数についての実験

4.1 S C 杭 ※21

1) 供試体および試験方法

供試体の杭は外径297mm, 内径180mm, PC鋼線7φ-6配置し, 27kg/cmの緊張力を与え遠心力で締固めた。鋼管は型枠を兼用し, 板厚5mm, STK41を用いた。杭頭結合方法は3種類(A, B, C)として表4-1のような供試体を1種類につき3体実施した。

表4-1 供試体一覧表

	Aタイプ	Bタイプ	Cタイプ
供試体形状			
補強方法	① 鋼管溶接鉄筋 ② 中詰	① 鋼管溶接鉄筋 ② 中詰 ③ PC鋼線	① 鋼管溶接鉄筋 ② PC鋼線
補鉄筋	① SD30 16φ-12 ② SD30 13φ-6	① SD30 16φ-12 ② SD30 13φ-6 ③ 7φ-6	① SD30 16φ-12 ② 7φ-6
中詰コンクリート	あり 杭天端より70cm	あり 杭天端より70cm	なし 10cm
フーチング埋込深さ	30cm	10cm	10cm
結合概要	フーチングへ杭径(30cm)埋込み, 鋼管表面に結合鉄筋を溶接し, 杭中空部に中詰コンクリートを杭頭より70cm打設, さらに結合部の剛性を高めるために鉄筋籠を施す。杭頭部はカットしない。	鋼管表面の結合鉄筋, 中詰鉄筋籠はAタイプと同様であるが, フーチングへの杭埋込み長さは10cmとする。杭頭部はカットオフし, PC鋼線もフーチングへ定着する。	Bタイプから中詰鉄筋コンクリートを取り除いたもの。

荷重段階は0.5tきざみで, 4tまで載荷, 一旦除荷の後, 破壊荷重まで載荷した。荷重4tは杭本体の引張側の鋼管縁応力度 $\sigma_s = 2,100 \text{ kg/cm}$ を生じさせる荷重である。

載荷点の位置, および荷重-たわみ曲線を図4-1に示したが, 載荷点位置で, たわみが20mm以上になるまで載荷してある。

2) 測定結果

この時の逆算した回転バネの値を表4-2に示す。A, B, Cの順に剛度の低下していること

がわかる。なお回転角はたわみ量、および結合部傾斜角の両面測定の結果から算出した。

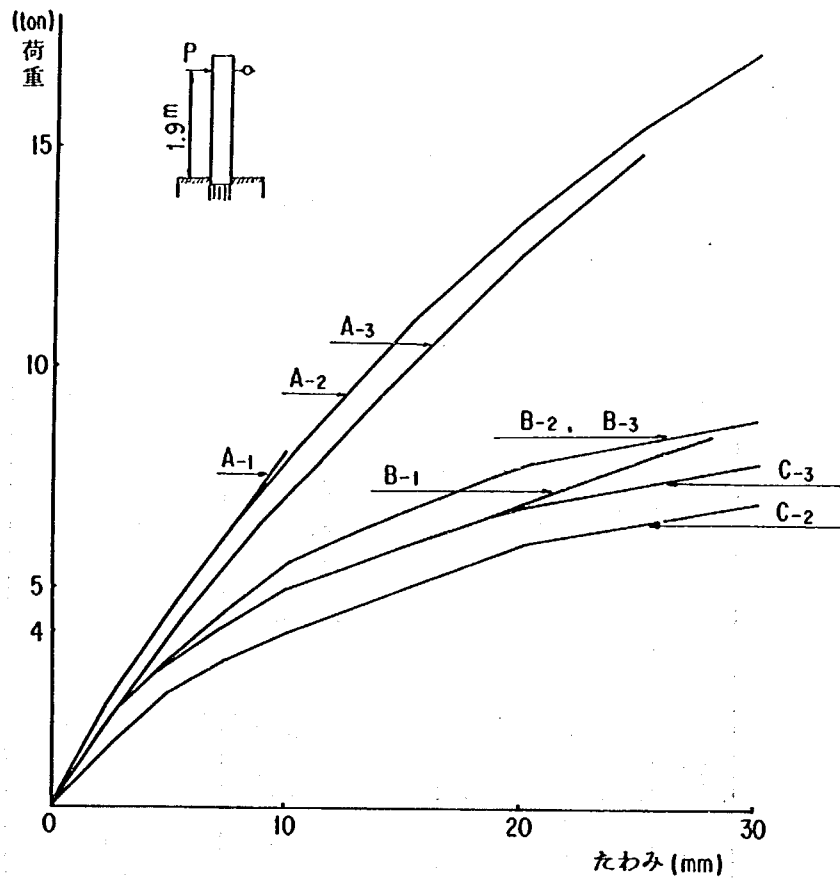


図4-1 荷重-たわみ曲線

表4-2 回転バネ定数一覧表 (SC杭)

タイプ	No	たわみ (mm × 1/100)			回転角 (×10 ⁻⁴ rad)		傾斜角 (×10 ⁻⁴ rad)			回転角 (×10 ⁻⁴ rad)		回転バネ定数 (×10 ³ t·m/rad)			
		理論値	実験値	平均		平均	理論値	実験値	平均		平均	たわみ から	平均	傾斜角 から	平均
A	1		400		289			1058		659		2 6.3		1 1.5	
	2	345	395	418	263	384	399	958	1019	551	622	2 8.9	2 2.5	1 3.8	1 2.3
	3		460		605			1050		651		1 2.6		1 1.7	
B	1		711		1925			2350		1951		3.9 4		3.9 0	
	2	345	583	637	1253	1537	399	1992	2195	1593	1796	6.0 6	5.1 0	4.7 7	4.2 5
	3		617		1432			2242		1843		5.3 1		4.0 8	
C	1		852		2605			3117		2689		2.9 2		2.8 3	
	2	357	985	851	5305	2600	428	3917	3245	3489	2816	2.3 0	3.0 8	2.1 8	2.7 8
	3		716		1889			2700		2272		4.0 2		3.3 4	

注 各数値は荷重4.0tにおいて算出したものである。

3) 考 察

従来、このような実験結果より用いられていた検討方法は次のようなものである。

すなわち、杭頭回転バネ定数 K_R による杭頭曲げモーメント $M(K_R)$ は

$$M(K_R) = -\frac{H}{2\beta} \cdot \left(\frac{K_R}{K_R + \beta \cdot EI} \right)$$

で表わされる。 $K_R = 0$ (ヒンジの場合) はもちろん、 $M(0) = 0$ であり、 $K_R = \infty$

(完全剛結の場合) は、 $M(\infty) = -\frac{H}{2\beta}$ である。

したがって、剛結度 R は

$$R = \frac{-\frac{H}{2\beta} \cdot \left(\frac{K_R}{K_R + \beta \cdot EI} \right)}{-\frac{H}{2\beta}} = \frac{K_R}{K_R + \beta \cdot EI}$$

で示される。今回の実験における R は、 A は0.95、 B は0.88、 C は0.82である。

ここで剛結度 $R = 0.9$ として、杭頭を完全剛結、および完全ヒンジの場合の3者を併せて計算すると表4-3のとおりとなる。

表4-3 回転バネによる現行の計算法

	完 全 剛 結	剛 結 度 0.9	完 全 ヒ ン ジ
$M_0 (t \cdot m)$ 杭頭曲げモーメント	$\frac{H}{2\beta} = 8.5$	$\frac{0.9 H}{2\beta} = 7.6$	0
$M_m (t \cdot m)$ 地中部最大 曲げモーメント	$0.2079 M_0 = 1.77$	$0.2079 M_0 = 1.58$	$0.3224 \frac{H}{\beta} = 5.48$
$\ell_m (m)$ M_m を生ずる 深 さ	$\frac{\pi}{2\beta} = 6.65$	$\frac{\pi}{2\beta} = 6.65$	$\frac{\pi}{4\beta} = 3.33$

注・ $H = 4 t$

$K_h = 1.0 K_g / cm$ } とする。

表4-3を図示すると図4-2(a)のようになる。

しかしながら、第3章で説明したように K_1^* 、 K_2^* 、 K_3^* および K_4^* を用いて当初より精密計算をすれば、図4-2(b)のような曲げモーメント分布になる。

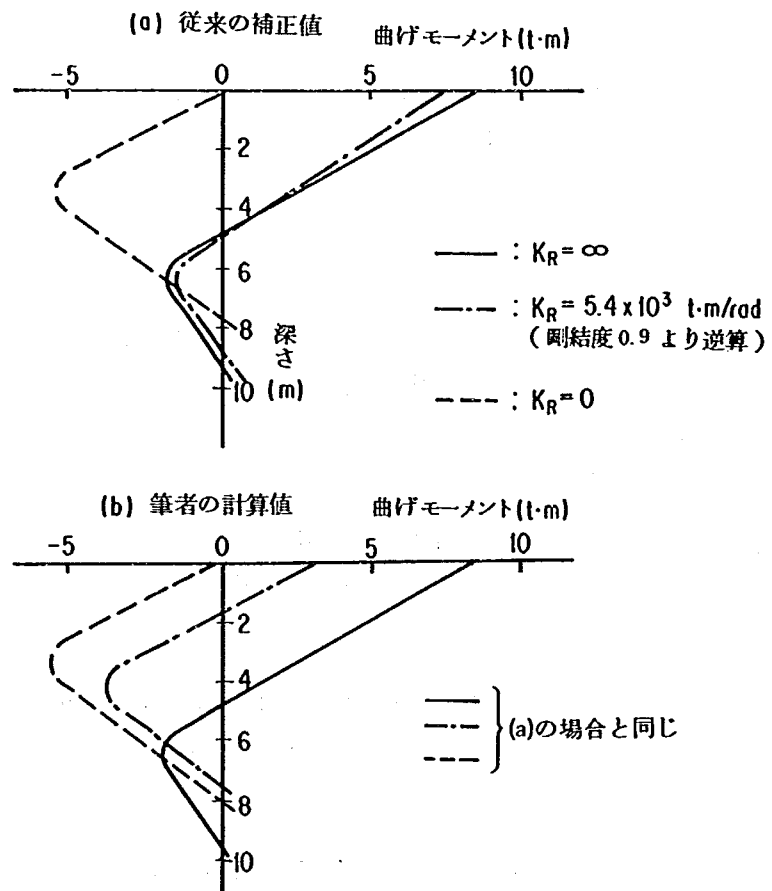


図4-2 曲げモーメント分布

4.2 P C 杭

1) その1 ※22

使用された杭の断面諸元は表4-4のとおりであり、供試体の形状、および寸法は表4-5のとおりである。

表4-4 杭の断面諸元

杭径	厚さ	種別	P C鋼線		換算断面	換算断面二次モーメント	換算断面係数	有効プレストレス	設計曲げモーメント	
D (mm)	t (mm)	種	径一本数 mm 本	面積 (cm^2)	Ae (cm^2)	Ie (cm^4)	Ze (cm)	σ_{ce} (kg/cm^2)	Mer (t·m)	Mu (t·m)
400	65	2	7-18	6.93	711	104,300	5,215	80	8.0	15.4

杭の測定は図4-3のように行なわれたが、荷重-たわみ曲線を図4-4に、荷重-回転角曲線を図4-5に示す。

また、たわみ、および傾斜角から計算した杭頭回転バネ定数を表4-6に整理した。

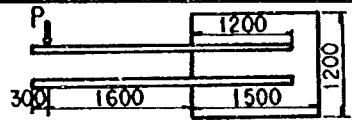
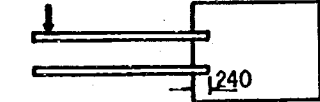
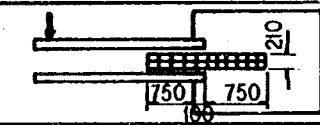
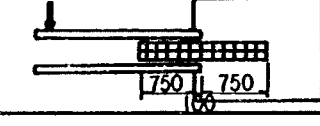
S		杭頭カット 3 Dフーチング内へ埋込
U		杭頭カット 0.6 Dフーチング内へ埋込
K-1		杭頭カット P C鋼線ハツリ出し7φ-18本 結合鉄筋 19φ×12本
K-2		杭頭カット P C鋼線ハツリ出し7φ-18本 補強鉄筋(中空部): 16φ-14本 (埋込): 16φ-9本

表4-5 供試体の形状および寸法

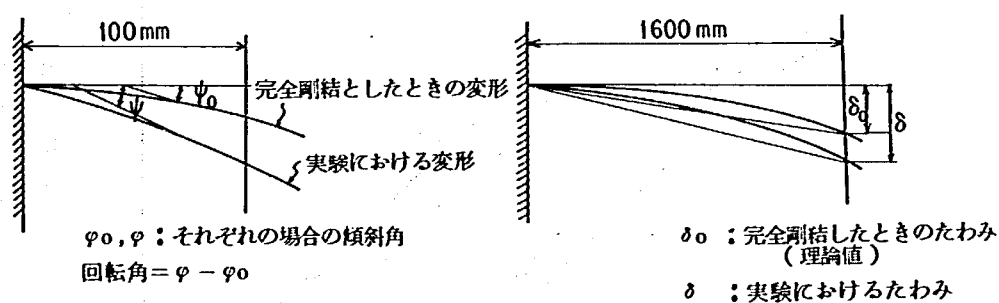


図4-3 傾斜角とたわみの測定

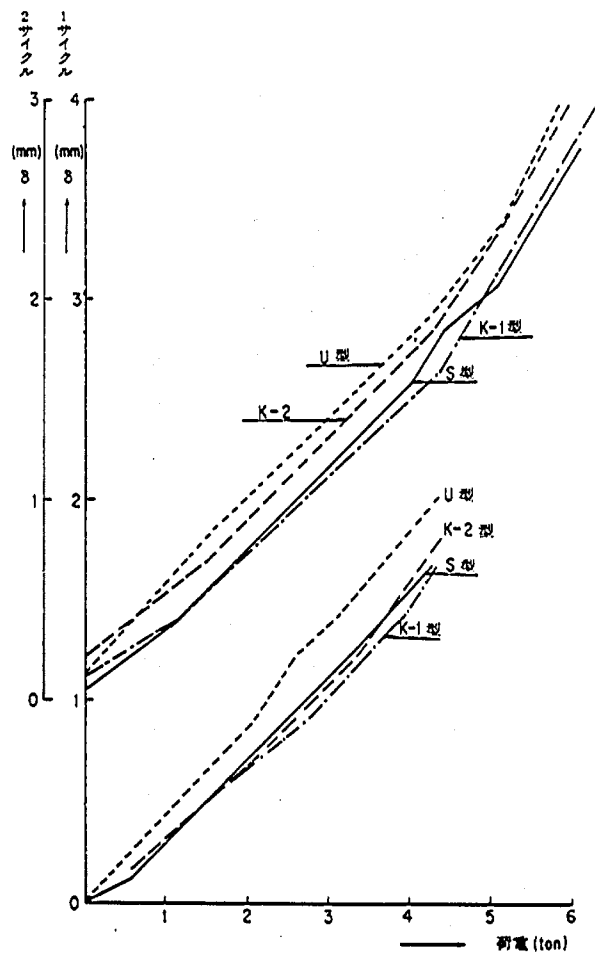


図 4 - 4 荷重 - たわみ 曲線
(1 サイクル目, 2 サイクル目)

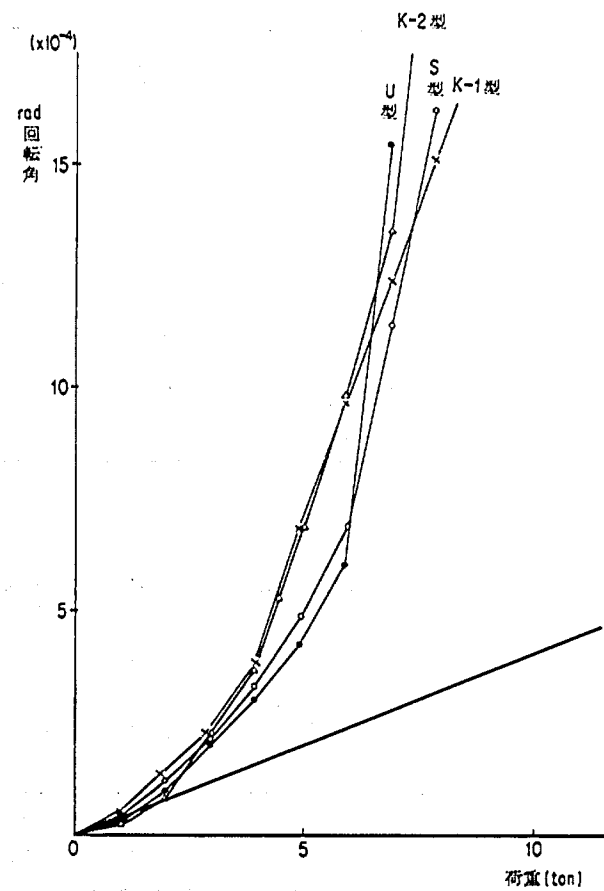


図 4 - 5 荷重 - 回 転 角 曲 線

表4-6 回転バネ定数 (P C 杭その1)

		P = 434 t M = 6.74 t・m		P = 5.0 t M = 8.0 t・m		P = 5.21 t M = 8.34 t・m		P = 6.51 t M = 10.42 t・m	
		たわみ	傾斜角	たわみ	傾斜角	たわみ	傾斜角	たわみ	傾斜角
完全剛結とした 場合の弾性値 ①		計算 1.419	rad 1.75×10^{-4}	計算 1.635	rad 2.01×10^{-4}	計算 1.700	rad 2.10×10^{-4}	計算 2.130	rad 2.62×10^{-4}
S 型	実測値 ②	計算 1.742	rad 4.21×10^{-4}	計算 2.107	rad 4.98×10^{-4}	計算 2.231	rad 5.29×10^{-4}	計算 3.900	rad 9.50×10^{-4}
	② - ①	計算 0.323	rad 2.46×10^{-4}	計算 0.472	rad 2.97×10^{-4}	計算 0.531	rad 3.19×10^{-4}	計算 1.770	rad 6.88×10^{-4}
	回転バネ定数	t・m/rad 3.33×10^4	t・m/rad 2.74×10^4	t・m/rad 2.71×10^4	t・m/rad 2.70×10^4	t・m/rad 2.51×10^4	t・m/rad 2.61×10^4	t・m/rad 0.94×10^4	t・m/rad 1.52×10^4
U 型	実測値 ③	計算 2.050	rad 5.50×10^{-4}	計算 2.373	rad 6.01×10^{-4}	計算 2.474	rad 7.00×10^{-4}	計算 3.949	rad 10.0×10^{-4}
	③ - ①	計算 0.631	rad 3.75×10^{-4}	計算 0.738	rad 4.00×10^{-4}	計算 0.774	rad 4.90×10^{-4}	計算 1.819	rad 7.38×10^{-4}
	回転バネ定数	t・m/rad 1.71×10^4	t・m/rad 1.79×10^4	t・m/rad 1.73×10^4	t・m/rad 2.00×10^4	t・m/rad 1.72×10^4	t・m/rad 1.70×10^4	t・m/rad 0.91×10^4	t・m/rad 1.41×10^4
K I 1 型	実測値 ④	計算 1.705	rad 4.67×10^{-4}	計算 2.152	rad 7.01×10^{-4}	計算 2.362	rad 7.94×10^{-4}	計算 3.212	rad 11.37×10^{-4}
	④ - ①	計算 0.286	rad 2.92×10^{-4}	計算 0.517	rad 5.00×10^{-4}	計算 0.662	rad 5.84×10^{-4}	計算 1.082	rad 8.37×10^{-4}
	回転バネ定数	t・m/rad 3.76×10^4	t・m/rad 2.30×10^4	t・m/rad 2.47×10^4	t・m/rad 1.60×10^4	t・m/rad 2.02×10^4	t・m/rad 1.43×10^4	t・m/rad 1.54×10^4	t・m/rad 1.19×10^4
K I 2 型	実測値 ⑤	計算 1.863	rad 5.37×10^{-4}	計算 2.328	rad 7.17×10^{-4}	計算 2.480	rad 7.86×10^{-4}	計算 4.019	rad 11.86×10^{-4}
	⑤ - ①	計算 0.444	rad 3.62×10^{-4}	計算 0.693	rad 5.16×10^{-4}	計算 0.780	rad 5.76×10^{-4}	計算 1.889	rad 9.24×10^{-4}
	回転バネ定数	t・m/rad 2.43×10^4	t・m/rad 1.86×10^4	t・m/rad 1.85×10^4	t・m/rad 1.55×10^4	t・m/rad 1.71×10^4	t・m/rad 1.45×10^4	t・m/rad 0.88×10^4	t・m/rad 1.13×10^4

2) その2 ※23

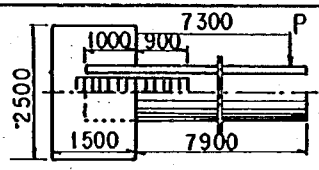
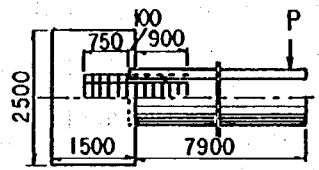
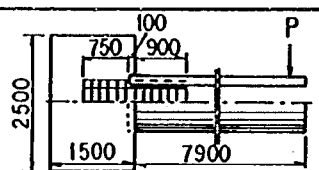
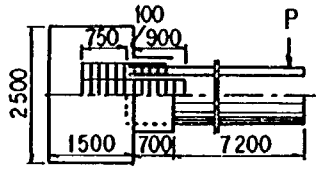
試験に使用したP C杭の諸元を表4-7に、供試体の詳細を表4-8に示す。

表4-7 P C 杭 の 断 面 諸 元

杭径 (mm)	壁厚 (mm)	P C 鋼線 径(mm)-本	有効プレストレス (Kg/cm^2)	ひびわれモーメント $M_{cr}(t \cdot m)$	ひびわれ荷重 (t)	破壊モーメント $M_u(t \cdot m)$	破壊荷重 (t)
1000	140	9-32	44.9	77.5	10.6	134.8	18.5

表4-8の供試体のひびわれはA, B, C, Dいずれも $P=12.5t$ のときに認められ、ひびわれの認められた位置は中詰コンクリートの切れた付近であるが、実験値のひびわれモーメントはA, B, C, Dいずれも $91.25 t \cdot m$ 、破壊モーメントはA, B, Cが $140.8 t \cdot m$ 、Dは $153.6 t \cdot m$ であった。

表4-8 供 試 体 詳 細 図

供試体記号	各結合部構造図	供試体の形状寸法
A 形		杭 外 径 $D=\phi 1000mm$ 壁 厚 $t=140mm$ 長 さ $\ell=9.00m$ P C 鋼線 $9\phi-32$ 本 結合鉄筋 (SD30) $16 \times 19 \times 2450$
B 形		杭 外 径 $D=\phi 1000mm$ 壁 厚 $t=140mm$ 長 さ $\ell=8.00m$ P C 鋼線 $9\phi-32$ 本 結合鉄筋 (SD30) 外側 $16 \times D25 \times 750$ 内側 $16 \times D22 \times 1700$
C 形		全 上
D 形		杭 外 径 $D=\phi 1000mm$ 壁 厚 $t=140mm$ 長 さ $\ell=8.00m$ P C 鋼線 $9\phi-32$ 本 結合鉄筋 (SD30) 外側 $16 \times D25 \times 1500$ 内側 $16 \times D13 \times 1700$

杭の破壊位置もひびわれ位置とほぼ同様であり、すべて杭本体の破壊である。A型では埋込みで抵抗しているので鉄筋はほとんど不要である。

また、B型の座板に突き合せ溶接した鉄筋もあまりきいておらず、C型と同様に内側の鉄筋が抵抗している。

杭の回転角、および回転バネ定数は表4-9に示すが、D型においては外巻きコンクリートとPC杭との付着が完全でないと考えられる。

表4-9 回転角および回転バネ（PC杭その2）

供試体		A	B	C	D	作用モーメント
引張側	回転角 $\times(10^{-3} \text{ rad})$	3.26	7.94	7.54	0.49	91.25 $\text{t}\cdot\text{m}$
	回転バネ $\times(10^4 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad})$	2.80	1.15	1.21	18.60	
圧縮側	回転角 $\times(10^{-3} \text{ rad})$	1.84	3.57	3.31	1.00	"
	回転バネ $\times(10^4 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad})$	4.96	2.56	2.76	9.13	

4.3 鋼杭 ※24

供試体は $\phi 318.5$ 、 $t=6.9\text{mm}$ の鋼管杭をフーチング中に300、400、および50mmの埋込み深さに施工したが、鋼管杭にはすべてアンカー鉄筋を溶接し、鋼管内には中詰コンクリートが充填してある。供試体一覧表は表4-10のとおりである。

表4-10 供試体一覧表

	供試体名					設計荷重	
		埋込み深さ	フーチング幅	根巻き鉄筋	アンカー鉄筋	鉛直	水平
鋼管杭 $\phi 318.5$ $t=6.9$	S1	300	750	7-D10	10-D19	0	4.1t
	S1N	"	"	"	"	36t	"
	S2	"	"	"	20-D19	0	"
	S3	"	"	7-D6	"	0	"
	S4	"	900	7-D10	10-D19	0	"
	S4N	"	"	"	"	36t	"
	S5	"	1,200	9-D10	"	0	"
	S6	450	"	11-D10	"	0	"
	S7	300	750	7-D6	"	0	"
	S8	"	"	9-D13	"	0	"
	S9	50	"	8-D13	"	0	"

S 1 N, および S 4 N は鉛直力も与えてある。載荷は弾性限度附近で, 正負 3 回の繰り返しを行ない, 5 サイクルのプラス荷重で破壊させた。ほとんどの杭で, アンカー鉄筋の降伏が観測されたが, アンカー鉄筋の歪分布の代表として S 1 のものを図 4-6 に示す。

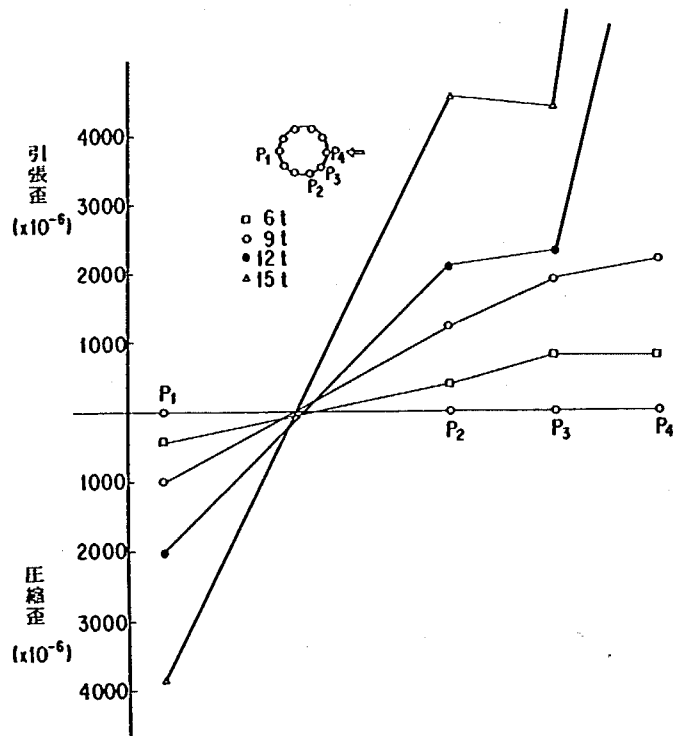


図 4-6 アンカー鉄筋のひずみ分布 (S 1)

フーチングを地盤とみなして, 突出長のある杭として考えると, 一般の杭との相違点としては

- a) 埋込み深さが小である。
- b) コンクリートのヤング率が大である。

などが挙げられる。

いま, コンクリートの弾性係数 E_s をコンクリートのヤング率 E_c の 0.5 ~ 1.0 とし, 水平地盤反力係数 K_h を $\frac{E_s}{D}$ と仮定して水平変位量を計算し, 実験値と対比させると, 図 4-7 のとおりとなる。図 4-7 より荷重の小さい範囲では S 9 (鉄筋定着型) 以外は chang 式に大体近似するが, 荷重増大とともに差が大きくなるのは, フーチングのひびわれの進展と杭の回転によるものと考えられる。完全剛結と仮定して計算した値に対して, 実験値は 2 倍程度になる。

表 4-11 に杭頭回転バネ定数を計算して示したが, S 2, S 8 も水平変位量は S 6 と変わらない (図 4-7 参照) ので, この回転バネ定数を除外して考えると, 鉛直荷重を加えた S 1 N, S 4 N

が比較的剛結度が高い以外は、設計荷重時で、 $1.43 \sim 1.93 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$ に分布している。
 S9 は結合方法が異なり、埋込み分が小さいので、剛結度が弱いのは当然である。

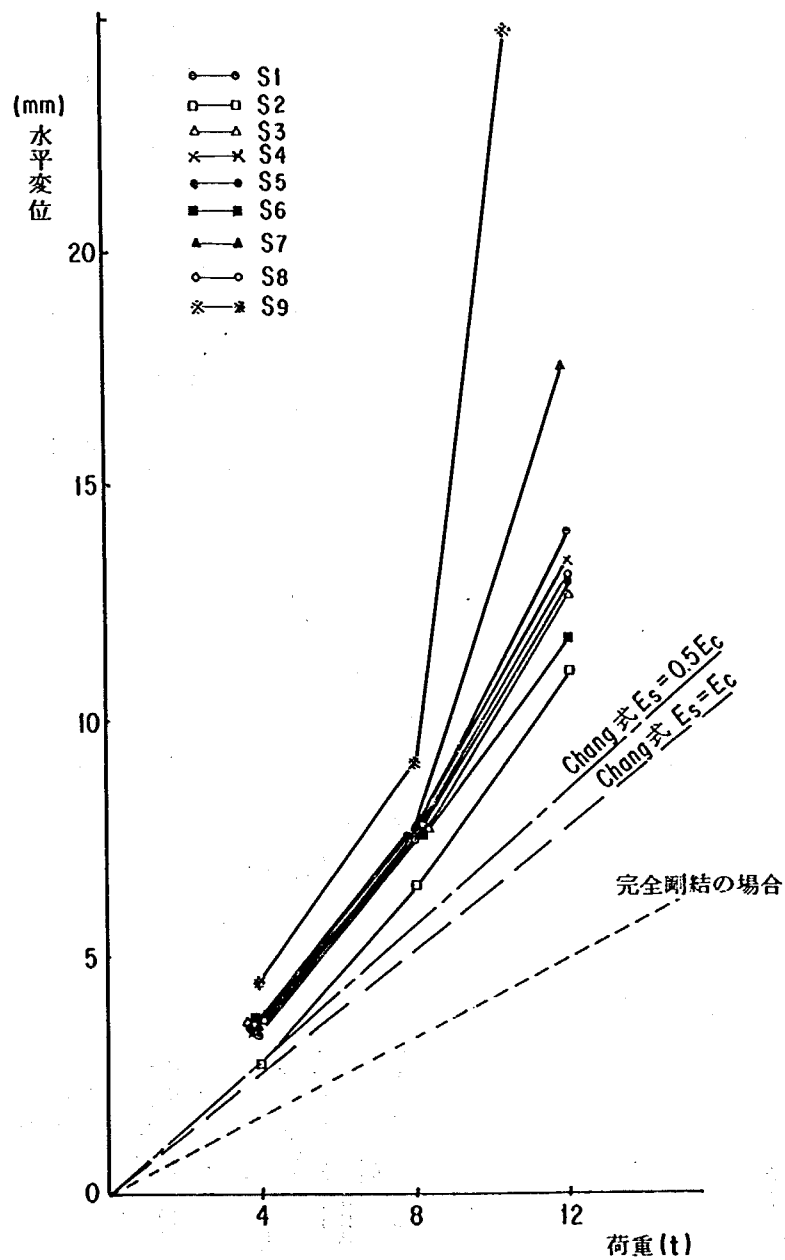


図4-7 載荷点の水平変位

表4-11 回転バネ定数(鋼杭)

	埋込み深さ (mm)	設計荷重	設計荷重×2
		回転バネ定数 (t・m/rad)	回転バネ定数 (t・m/rad)
S1	300	1.63×10^4	8.40×10^3
S1N	"	$2.60 \times "$	1.36×10^4
S2	"	8.33×10^5	$1.60 \times "$
S3	"	1.93×10^4	$1.22 \times "$
S4	"	$1.66 \times "$	8.47×10^3
S4N	"	$6.37 \times "$	1.61×10^4
S5	"	$1.43 \times "$	7.69×10^3
S6	450	$1.89 \times "$	1.05×10^4
S7	300	$1.73 \times "$	8.14×10^3
S8	"	1.66×10^5	1.44×10^4
S9	50	9.13×10^3	4.70×10^3

4.4 場所打ち杭 ※24

場所打ち杭は図4-8に示すように1.1m×1.1m×1.2mのフーチングにφ600の杭を打設したもので、コンクリートの圧縮強度27.6Kg/cm²、ヤング係数2.47×10⁵ Kg/cm²であった。

荷重1.5～2tでフーチングの杭周に沿って、ひびわれが発生し、2.5t～3.8tで杭材にひびわれが生じ、最終時には杭が曲げ圧壊した。図4-8に荷重-変位曲線を示し、図4-9にC₂の

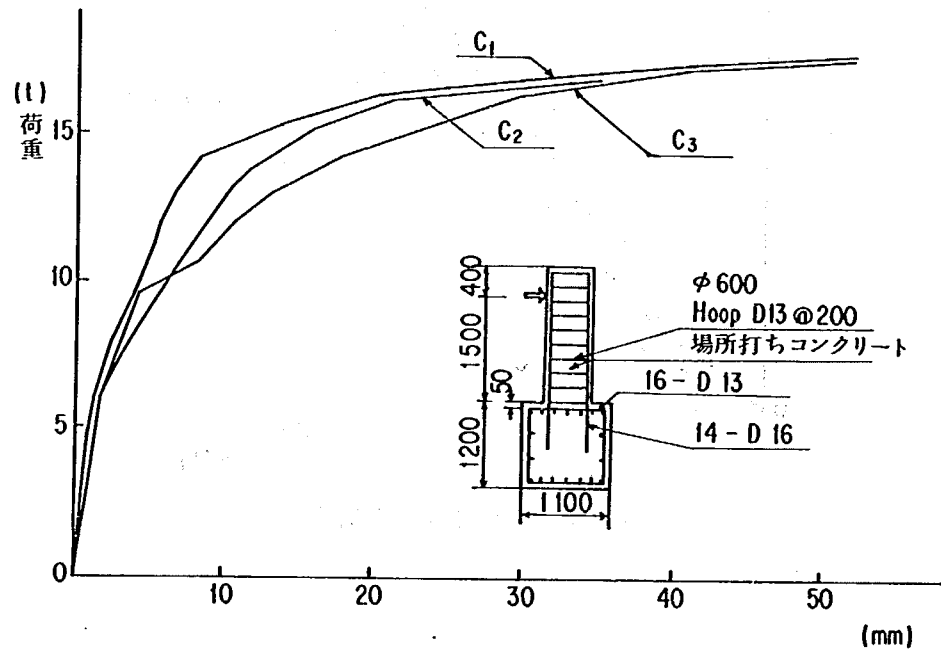


図4-8 場所打ち杭、荷重-変位曲線

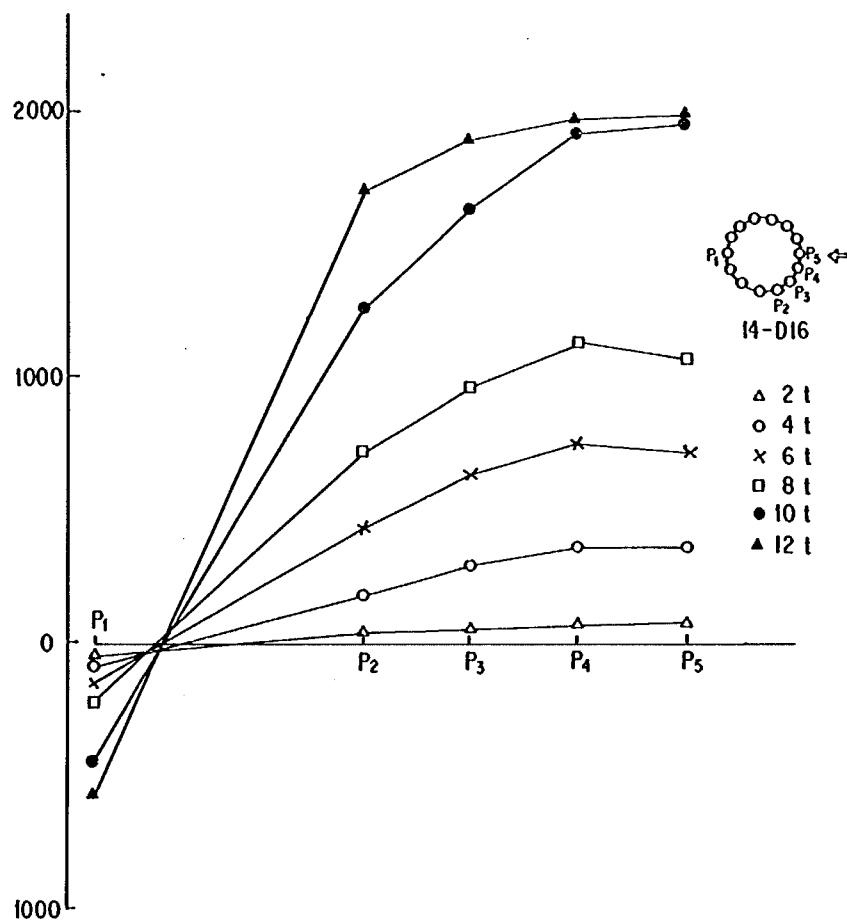


図4-9 場所打ち杭アンカー鉄筋のひずみ分布

アンカー鉄筋の歪を示した。アンカー鉄筋の歪分布は図4-6に示した鉄筋定着型の鋼管の場合と全く同じであり、杭頭回転バネ定数の算定は鉄筋定着型と同じである。

4.5 考 察

前述したように数は少ないが、杭頭結合部についての回転角の測定データがある。現在、杭基礎の設計は変位法という、鉛直、水平のバネ反力による新しい計算法を消化するのが精一杯で、杭頭完全剛結という前提の詳細検討に入るような環境にない。したがって、これらの杭頭回転角測定のデータも、詳細計算された1本の杭について、杭頭曲げモーメント、あるいは杭頭変位量について、剛結係数を乗じてチェックする程度の技術的研究の域を脱していない。

筆者は第3章において杭頭回転バネ定数 K_R の導入による計算式を提唱したので、その K_R の算出について考察してみる。実験で得られた回転バネ定数を図4-10にプロットしてある。

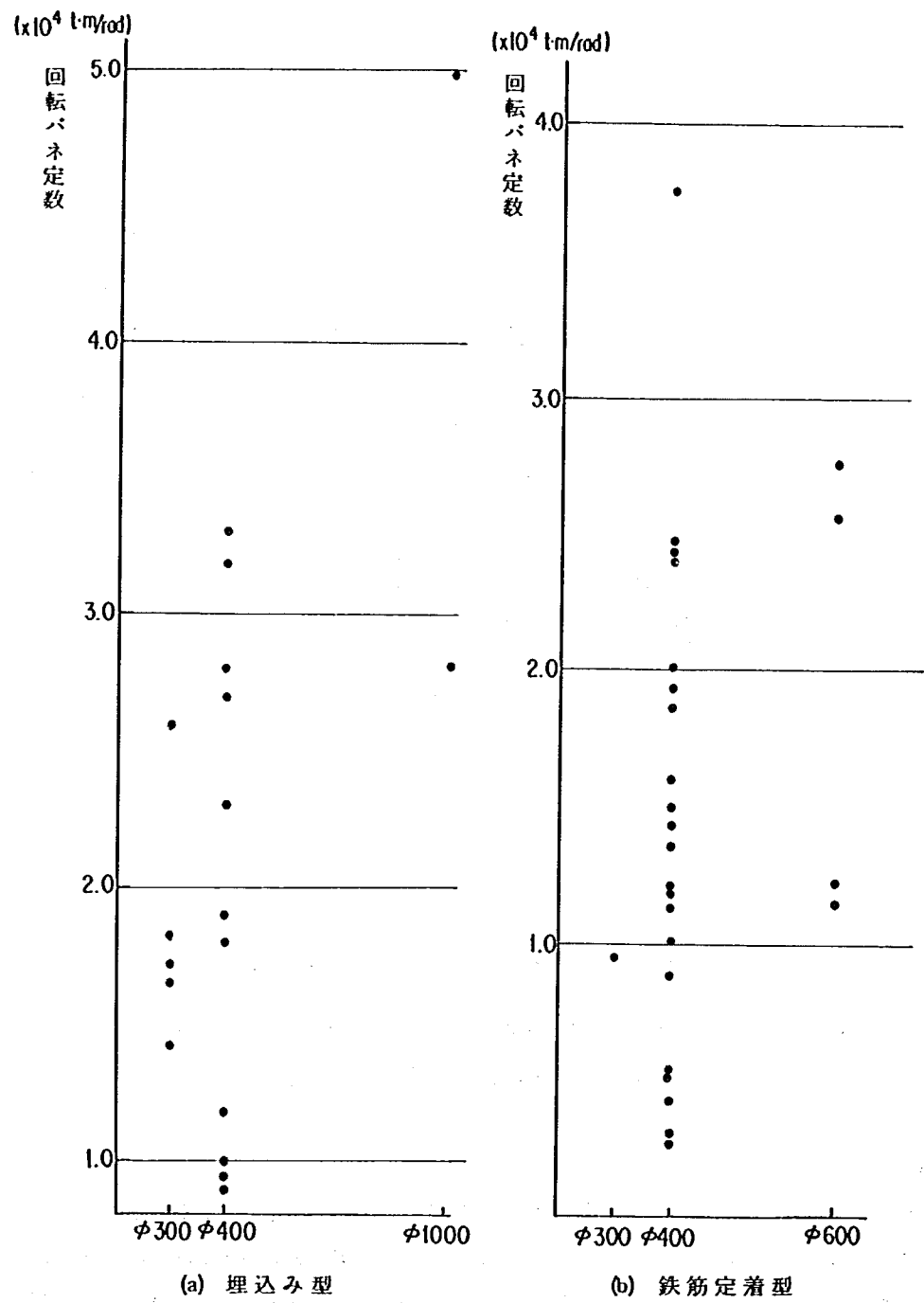


図4-10 実測の回転バネ定数分布

第3章で述べたが、図3-5に例示した場合に K_R が $5 \times 10^2 \sim 3 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{rad}$ の範囲にあると、鋼管杭の肉厚を9mmに減少することが可能であり、杭に作用する曲げモーメントが非常に円滑になることを指摘した。実測値の K_R はほとんど、この範囲に入っており、現在の埋込み型、および鉄筋定着型のいずれの手法によった結合構造でも非常に効率のよいものであることがわかった。

もちろん、杭頭結合部についても極限耐力という限度があり、杭頭回転バネの弾性範囲もその杭の材種、直径などの構造により変化している。

しかしながら、現在の道路積示方書に規定している計算チェックを受けている。これらの杭頭結合部の構造は、杭頭回転バネとして活用することは十分考えられることである。

その K_R の算出根拠として、埋込み型、および鉄筋定着型について次のように考えられる。

(1) 埋込み型

応力度と歪度を図4-11のように表わすと、つり合い式 $\sum M = 0$ ($x = 0$)、 $\sum Q = 0$ ($x = L$)より

$\frac{x_0}{L} = \alpha$ 、および ϵ_0 が次式の

ように得られる。

$$\epsilon_0 = \frac{-4P \cdot L - 3P \cdot e}{b \cdot E_c \cdot L^2}$$

$$\alpha = \frac{6L + 6e}{4L + 3e}$$

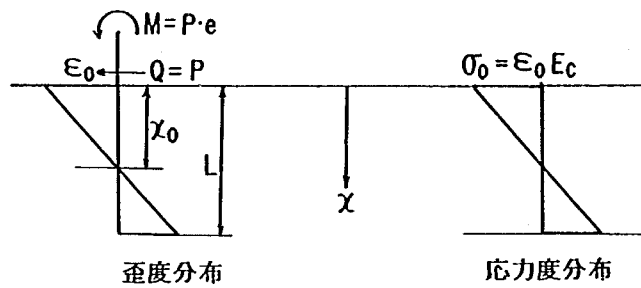


図4-11 仮定1

ここに

b : フーチング支圧面の有効幅

実用的には $e \gg L$ であるから、

$\alpha \div 0.5$ と仮定すれば、フーチングコンクリートに生ずる反力 R_u は図4-12に示すように次式のようになる。

$$R_u = \frac{6e + 5L}{4L} P$$

$$\sigma'_0 = \frac{4}{b \cdot L} R_u$$

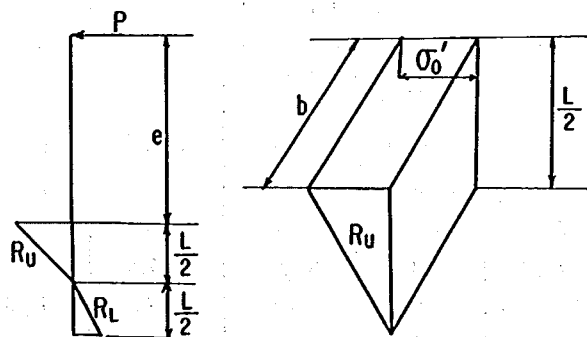


図4-12 仮定2

従来の実験によれば杭の引張り側の抵抗が顕著で、それが切られると忽ち杭の破壊につながっている。さらに図4-13のような仮定を考えると R_u は次式のとおりとなる。

$$R_u = \frac{24e + 20L + 12f \cdot D}{4(4L + 3f \cdot D)}$$

また R_u が作用するフーチングコンクリート面における歪分布の深度を ℓ と仮定し、歪度を三角形分布とした場合のフーチングコンクリート面の水平移動量 y およびその点における杭の回転角 θ は次のとおりとなる。

$$y = \frac{\sigma'_0 \cdot \ell}{2 \cdot E_c} = \frac{2R_u \cdot \ell}{b \cdot L \cdot E_c}$$

$$\theta = \frac{4R_u \cdot \ell}{b \cdot L^2 \cdot E_c}$$

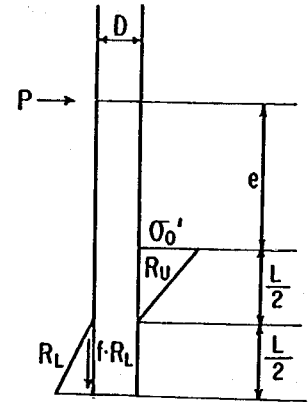


図4-13 仮定3

ここで $b = 2D$, $\ell = D$ と仮定すれば(ただし, D は杭径)

$$y = \frac{R_u}{L \cdot E_c}$$

$$\theta = \frac{2R_u}{L^2 \cdot E_c}$$

この式を用いて、今までの実験例の杭頭回転バネ定数を算出したものと実験値を比較したものが表4-12である。この場合, E_c として実験値などを勘案して、従来のコンクリートヤング率 $2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ の $\frac{1}{2}$ とした。

表4-12 計算回転バネ定数と実測値との比較

ケース	作用曲げ モーメント ($\text{t} \cdot \text{m}$)	R_u (t)	σ'_0 (kg/cm^2)	変位 y ($\times 10^{-2} \text{ cm}$)	回転角 ($\times 10^{-3} \text{ rad}$)	計算回転 バネ定数 ($\times 10^4$ $\text{t} \cdot \text{m/rad}$)	実測回転 バネ定数 ($\times 10^4$ $\text{t} \cdot \text{m/rad}$)
2.6(Aタイプ)	17.0	59.0	73.8	1.23	0.62	2.76	1.01
2.7(A ₄)	8.0	25.8	64.5	0.54	0.27	2.96	2.30
2.7(A ₃)	8.0	33.0	137.5	1.15	0.95	0.84	1.90
4.2(U型)	8.0	33.0	137.5	1.15	0.95	0.84	1.73
4.3	6.15	20.0	88.9	0.55	0.37	1.66	1.63~1.93
4.1(Aタイプ)	7.6	30.0	133.3	0.84	0.55	1.38	1.23

(2) 鉄筋定着型

図4-14に示すような記号で整理すると、杭頭回転バネ定数 K_R は次式のとおりとなる。

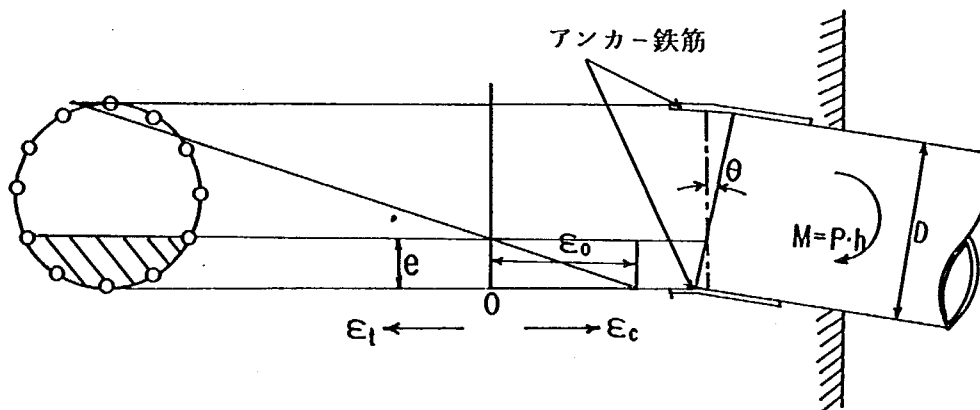


図4-14 鉄筋定着型ひずみ分布

$$K_R = \frac{M}{\theta} = \frac{2M \cdot e}{\epsilon_0 \cdot \ell}$$

ここに

K_R : 杭頭回転バネ定数

M : 作用曲げモーメント

θ : 杭頭回転角

e : 圧縮縁より中立軸までの距離

ϵ_0 : 杭頭圧縮縁のコンクリート歪 $\frac{\sigma_0}{E_c}$

σ_0 : 圧縮縁における応力度

E : コンクリートのヤング率

ℓ : 杭荷重によるフーチング内の歪分布の深度

上式に2.6における実験を計算してみると、次のようになる。ただし、

$$E_c = 2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, \quad \ell = D \text{ (Dは杭径)}$$

$$\theta = 8.43 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$K_R = 2.01 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad} \text{ (M=17 t} \cdot \text{m時)}$$

この値は実測値の $K_R = 1.35 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ に大体近似しているといえる。

5. 水平変位量の決定

5.1 水平変位量の考え方 ※25 ※26

水平力を受ける杭の挙動の推定は、土質工学、あるいは基礎構造物設計における古くからの問題で、地盤の不均一さ、ならびにその非線形的性質のため単純には取扱えず、さまざまな難しい問題を含んでいる。

杭が水平力を受けた時の挙動は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + K_h \cdot D \cdot y = 0 \quad \dots\dots\dots (5-1)$$

のように示されることは3章で述べたとおりである。

しかしながら、現実の地盤は非弾性的性質を示すのが普通であって、Y・L・Chang が仮定した理想的なモデルとしての地盤とはかなりかけ離れている。K_h も本来一定の値である筈であるが、従来の慣例により杭の水平載荷試験の結果に合せるように深さ x 、水平変位 y 、杭幅 D の3つの因子に関して変化する変数として取扱っている。

現在の2つの提案の中の1つは、港湾技術研究所のもので、Y・L・Chang の地盤を弾性体とみなす前提を捨てて、

地盤反力 $K_h \cdot D \cdot y = P$ を深さ x と、変位 y との函数として次式のような一般的な表示を行なうものである。

$$P = K_h \cdot x^m \cdot y^n \quad \dots\dots\dots (5-2)$$

この式に立脚して数多くの杭の載荷試験のデータから、 m 、 n の値の取り方を調べ、地盤がS型とC型の2種類に分類されることを見出し、それぞれの地盤についての模型実験を行ない、相似則に基づく類推から、実際の杭の挙動を求めようとするものである。

一般に(5-2)式を用いて(5-1)式を数値的に解くことは極めて複雑で実用的でなく、そのため上記の模型による類推をその手法としているが、

それとてもかなり複雑である。なお、この解法の重要な特徴は杭の載荷にともなう全挙動を連続的に追跡しようとするところにある。

これに対し、第2のものは日本道路協会の提案するもので、杭の載荷の全過程にわたって、その変形挙動を捕えることはできないとしても、現実の設計に必要な要点、例えば設計荷重に対する杭頭の変位、あるいは許容変位量に対する荷重の把握ができれば、実用上、何ら差支えないとするものである。

図5-1においてすべての変位 Δ_i に対して、 K_{hi} を定め、 $K_h = K_{hi}$ としたときのY・L・Chang の挙動曲線から Δ_i に対するポイント(図中の K_p) を決定し、原点と Δ_p とを結んだ直線を K_h として採用しようとするものである。

(1) 道路橋示方書の考え方

通常の長い杭では杭が軸直角方向力を受けると、地盤が地表面から逐次破壊して、荷重の増加に応じて順次変位が進行し、一般に明確な降伏点は存在しないとして、軸直角方向力に対しては、杭体応力度と杭頭変位量によって許容支持力を規定した。

許容支持力に制限を加える変位量としては、上部構造から定まる許容変位量と下部構造自体に必要な剛性を付与する基準変位量とがある。前者は上部構造が不静定構造物の場合には基礎の変位量と上部構造に生ずる応力度の関係から定まる値であり、

また、静定構造物の場合には橋脚天端や沓座位置での許容される変位量から定まる値である。

一方、基準変位量は上部構造が静定で、かつ橋脚天端などの変位量が制限されない場合に、地盤の不確定要素を考えて、許容支持力に制限を与えるために杭の設計地盤面において定めた値である。

基準変位量は各実施機関で定めるようにしてあるが、一つの習慣として杭頭完全剛結の条件で、常時10mm、地震時15mm程度を標準としているが、理論的根拠はない。

この基準変位量は、昭和39年の示方書から昭和51年の示方書の改定によって、計算変位量に大きな差が生じたので、新旧示方書によって実施設計例に大きな断層が生じるのを防ぐため設けられた規定である。

すなわち、基準変位量は旧示方書の計算式により算出し、この公式に杭本数を定め、新示方書による最終変位量が若干、この基準変位量を超過しても、直ちに杭本数を増す必要はなく、杭応力度などを検討して判断すればよいとしている。逆にいえば、杭頭部において最大反力を期待している現在の設計手法は杭頭部における地盤、破壊を考慮すると危険側の設計であるので、この意味から変位量も必要最小限にし、横方向地盤反力係数 K_h 値も小さ目の数字を採用しているのが一般である。

- (a) 水平載荷試験による荷重-変位曲線から横方向地盤反力係数を求める場合は、着目する変位量とそれに対応する荷重から逆算する。(図5-1参照)
- (b) 地盤調査結果に基づいて、横方向地盤反力係数を類推する場合には、 K_h は着目する変位量によって異ってくるが、変位量1cmのときの値を基準値 K_0 として設定し、それをもとに着目変位量

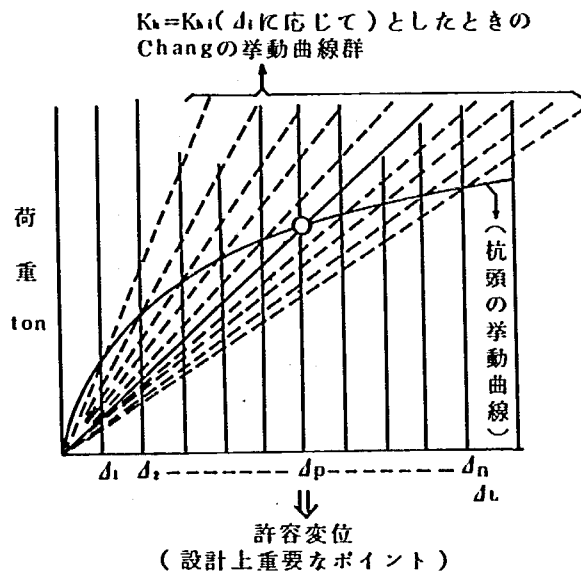


図5-1 杭の挙動推定の模式的表現

y の場合の KH を類推することとし、従来の経験式 $K_1 = K_0 \cdot y^{-\frac{1}{2}}$ で求める。

(2) 弾塑性設計 ※27 ※28 ※29 ※30 ※31

前項において述べた基準変位量という概念は理論的なものでなく、過去の設計、施工の経験から案出された一指標に過ぎず、安全性、経済性から考えて 10mm ないし 15mm という制約にもあまり抵抗感はなかった。

従来からの慣習にしたがって、この基準変位量 10mm ないし 15mm の範囲で合理的な杭基礎の設計が行なうことができる場合は問題はないのであるが、軟弱地盤地帯における杭基礎に見られるように杭本数が、この変位量の制約によって定まり、杭体応力に相当の余裕を残す場合にはこの変位量の理論的な裏付けが要望される。多柱式杭基礎あるいは鋼管井筒基礎において、大きな水平力をうける場合、この変位量内に納めようとすると、非現実的な寸法の基礎になるので、理論的根拠がないのを幸いに、変位量を弛めて常識的な規模の杭基礎を設計している。

筆者はこの水平変位量について理論的な解析と、それに伴う設計手法について一考察を加える。

厳密な解析として、弾塑性設計がある。水平力をうけた杭が、地表面付近で大きな変位を生じ、地盤が降伏して受働側の土は上方に逃げる。その結果、地盤反力は地表面に近いほど減少することとなる。この場合、極限の地盤反力をどのように採るかが問題になるが、地盤を完全弾塑性体と仮定し、極限の地盤反力を受働土圧と考える方法が考えられる。

すなわち、図5-2で示すように線形バネとしての地盤反力度が受働土圧を超えた部分は、地盤反力度を受働土圧とする計算法である。

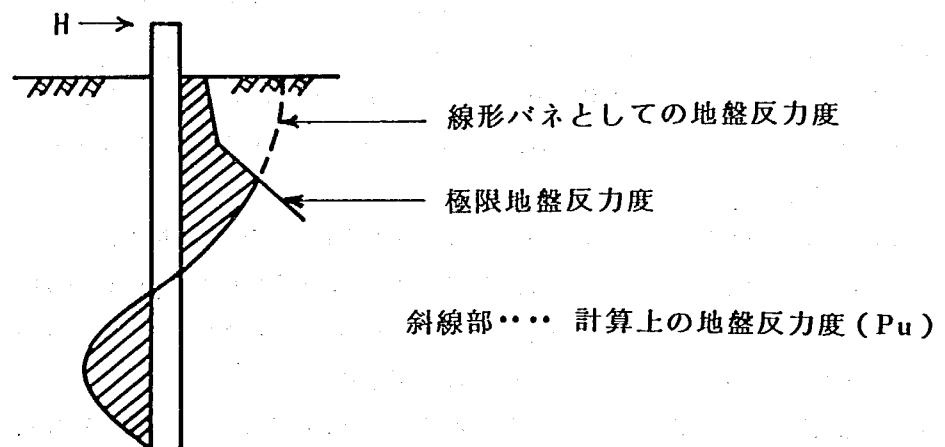


図5-2 地盤反力分布図

線形バネ反力が極限地盤反力度を超えない部分は弾性床上の梁として、超えた部分は既知の外力 P_u をうける梁として次式が成立つ。

$$\begin{cases} EI \frac{d^4 y}{dx^4} + K_h \cdot D \cdot y = 0 & (\text{弾性域}) \cdots \cdots (5-3) \\ EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P_u(x) \cdot D = 0 & (\text{塑性域}) \cdots \cdots (5-4) \end{cases}$$

ここに

K_h : 横方向地盤反力係数

$P_u(x)$: 各深度の極限地盤反力度 (受働土圧強度)

弾性域と塑性域の境は収束計算により、線形バネ反力と極限地盤反力度がつり合う深度として求める。

したがって、水平変位量の理論的根拠となるものは、この弾塑性の境界における変位量によって示される。

すなわち、この弾塑性の境界の深度を x とすれば、許容変位量 $y_a(x)$ は次式で定まる。

$$y_a(x) = \frac{P_u(x)}{K_h} \cdots \cdots (5-5)$$

(1)で述べた道路橋示方書の考え方は微小変位という特殊の場合として把握され

$$y_a(0) = \frac{P_u(0)}{K_h} \cdots \cdots (5-6)$$

と考えることができる。

このような解析を実験によって確認するために、次の2つの大变位水平載荷試験を行なった。

2例とも実物実験で、大径鋼管杭に密にワイヤーストレインゲージを配置し、杭応力の弾性限度内で最大限の水平変位量を与えた場合の杭の挙動を検討したものである。

5.2 大变位水平載荷試験による検討

5.2.1 その1 ※32

(1) 試験方法

試験杭の寸法および諸元は表5-1に示すとおりであるが、試験杭にはプロテクター (I-150×75×65/10) をとりつけてあるので、その分を考慮してある。

表5-1 試験杭諸元・寸法

寸法 (mm)			材質	製法	断面積 (cm^2)	断面二次モーメント (cm^4)	断面係数 (cm^3)
外径	板厚	長さ					
2,000	20	47,680	STK-41	スパイラル	1,291	6.5×10^6	6.5×10^4

載荷装置は直径15mの鋼矢板セルと試験杭の間に反力桁をセットし、反力桁と試験杭との間には大変位量にも対応できるように100tonジャッキ（ジャッキストローク200mm）を直列に2台セットして加力した。

歪ゲージの取付位置、数量および土質柱状図を図5-3に示す。

(2) 図式微積分による杭の挙動の推定

水平載荷試験で得られた実測値は各荷重段階ごとの杭頭変位、杭頭傾斜角、載荷重および杭軸方向の歪分布である。図5-4に実測平均値と残留歪で補正した平均値と重ね合せたものを示すが、載荷重の増加とともに杭頭の残留変位の場合と同様、杭体の残留歪量が増大し、最大曲げモーメントの値にも差がついている。載荷重100tのときには、その差は100～150t・mにもなる。

これらの実測値を用いて杭の曲げモーメント、変位、傾斜角、せん断力、および地盤反力を推定し杭の変形挙動を考察した。すなわち、杭の軸方向歪分布から曲げモーメント分布を求め弾性理論を用い、図式微積分処理により杭の挙動を調べた。

(a) 計算方法

弾性床上の梁理論によると

$$M = \epsilon \cdot E \cdot Z \quad \dots\dots\dots (5-7)$$

$$\theta = - \int \frac{M}{EI} dx + C_1 \quad \dots\dots\dots (5-8)$$

$$y = - \iint \frac{M}{EI} dx dx + C_1 x + C_2 \quad \dots\dots\dots (5-9)$$

$$S = \frac{dM}{dx} \quad \dots\dots\dots (5-10)$$

$$P = - \frac{dS}{dx} \quad \dots\dots\dots (5-11)$$

$$p = \frac{P}{D} \quad \dots\dots\dots (5-12)$$

ここに

- x : 杭軸方向座標
- y : 変位
- θ : 傾斜角
- ϵ : 軸方向歪
- EI : 杭の曲げ剛性
- Z : 断面係数

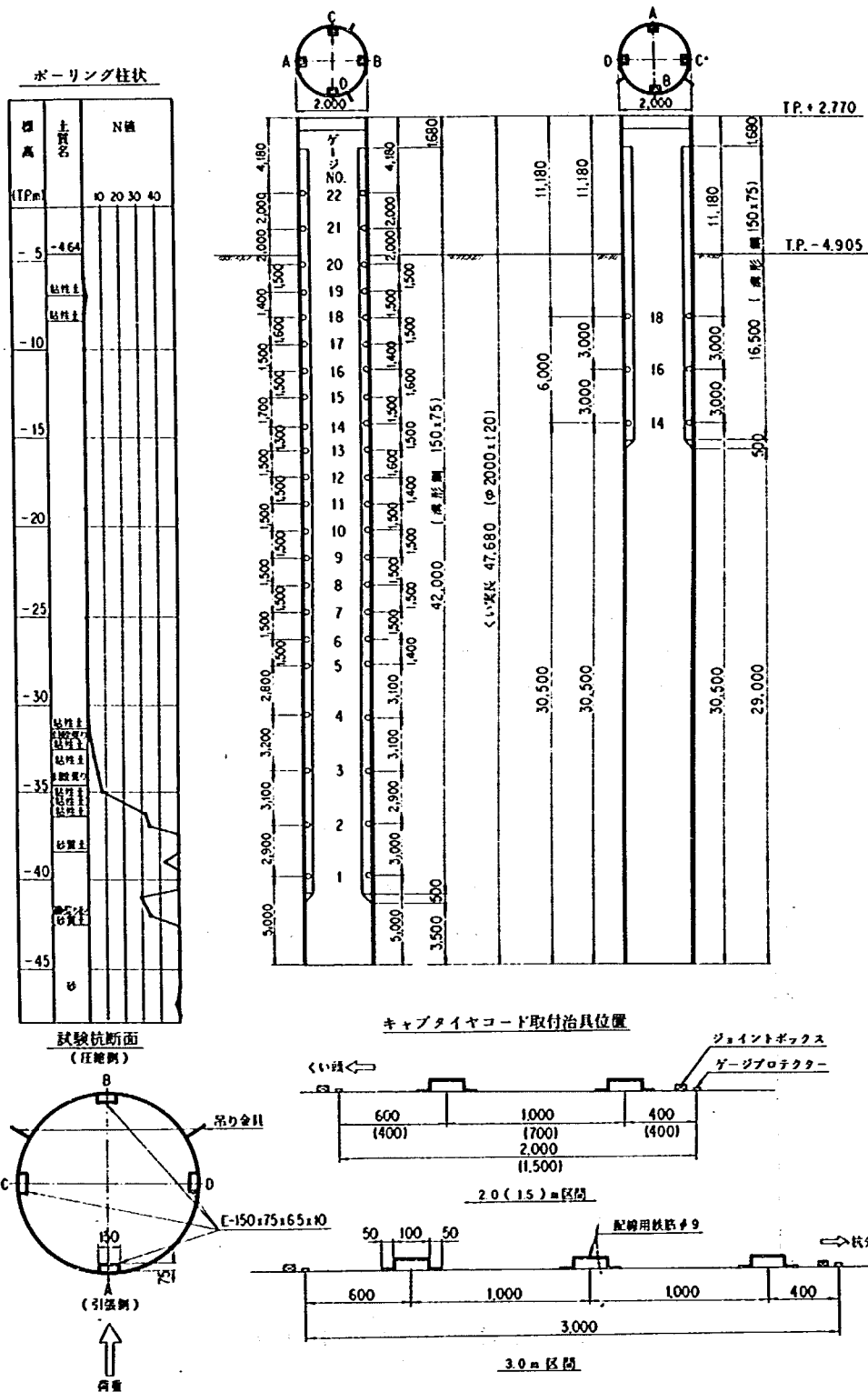


図5-3 ひずみゲージ及びプロテクター取付図

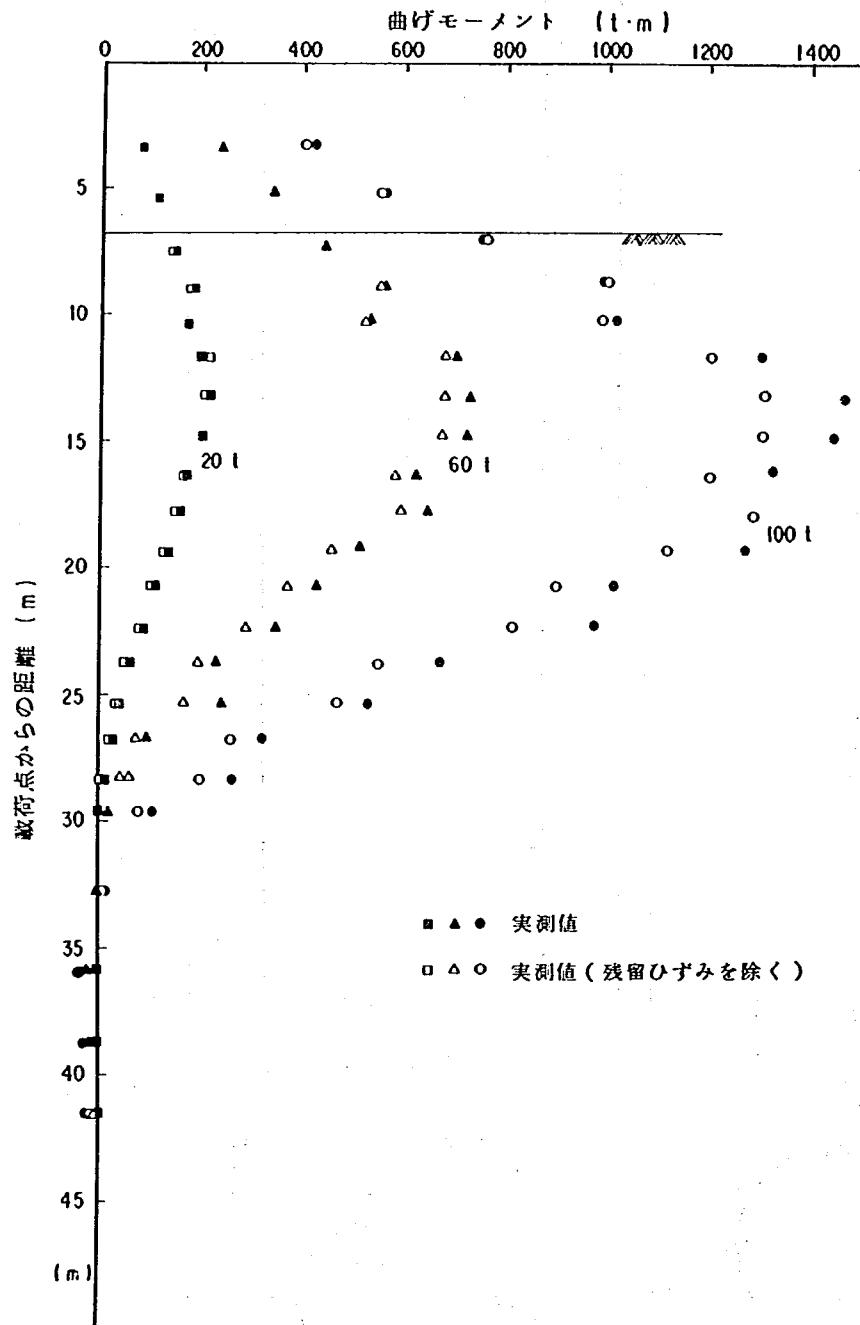


図5-4 曲げモーメント分布

M : 曲げモーメント

S : せん断力

P : 杭幅(D)当りの地盤反力

p : 地盤反力度

D : 杭径

C_1, C_2 : 積分定数 $\begin{cases} C_1 \text{ は実測杭頭傾斜角} \\ C_2 \text{ は実測杭頭変位} \end{cases}$

の関係が成立し、実測歪より得られた曲げモーメント分布を杭頭変位、杭頭傾斜角を積分常数として上式を処理することにより、各深さでの変位、傾斜角、せん断力、および地盤反力を求めることができる。

(b) 計算結果

図5-4は処女荷重20t, 60t, および100t時(60分経過時)の実測歪を含めた場合の曲げモーメントと、差引いた場合の曲げモーメントであるが、今後の解析としては残留歪を差引いたデータに主眼をおいて解析をすすめることとする。

図5-5には残留歪を差引いた場合の曲げモーメント分布、および変位分布を、図5-6には傾斜角分布、せん断力分布、および地盤反力分布をそれぞれ示している。

載荷重100t時の海底面上のせん断力が100tをわずかに超えている理由は、曲げモーメント分布回線を実測データに合せることを優先させたためである。

変位および傾斜角は曲げモーメント分布曲線を積分処理によって導いたものであるので信頼性は高いが、せん断力、地盤反力は曲げモーメントの微分処理によったものであるので、変位、傾斜角に比べて信頼度は劣る。

とくに地盤反力は曲げモーメントの2回微分になるため複雑な分布形状となった。しかし、地盤反力分布をみると海底面で零であるが、GL-4m~5mにかけて急増し、GL-12m~-13mまで20t, ~30t/mで概ね一定値をとっている。

(3) 完全弾塑性地盤としての検討

(a) 計算の前提 ※33 ※34

ケースAとして地盤を5層に分割し図5-7で設定した地盤の変形係数から道路橋示方書にしたがって次式で求めた基準K値を計算上の K_h とする。

$$K_h = 0.8 \times E_0 \times D^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (5-13)$$

ここに

K_h : 基準K値でそのまま計算に用いる。

E_0 : 変形係数

D : 杭径

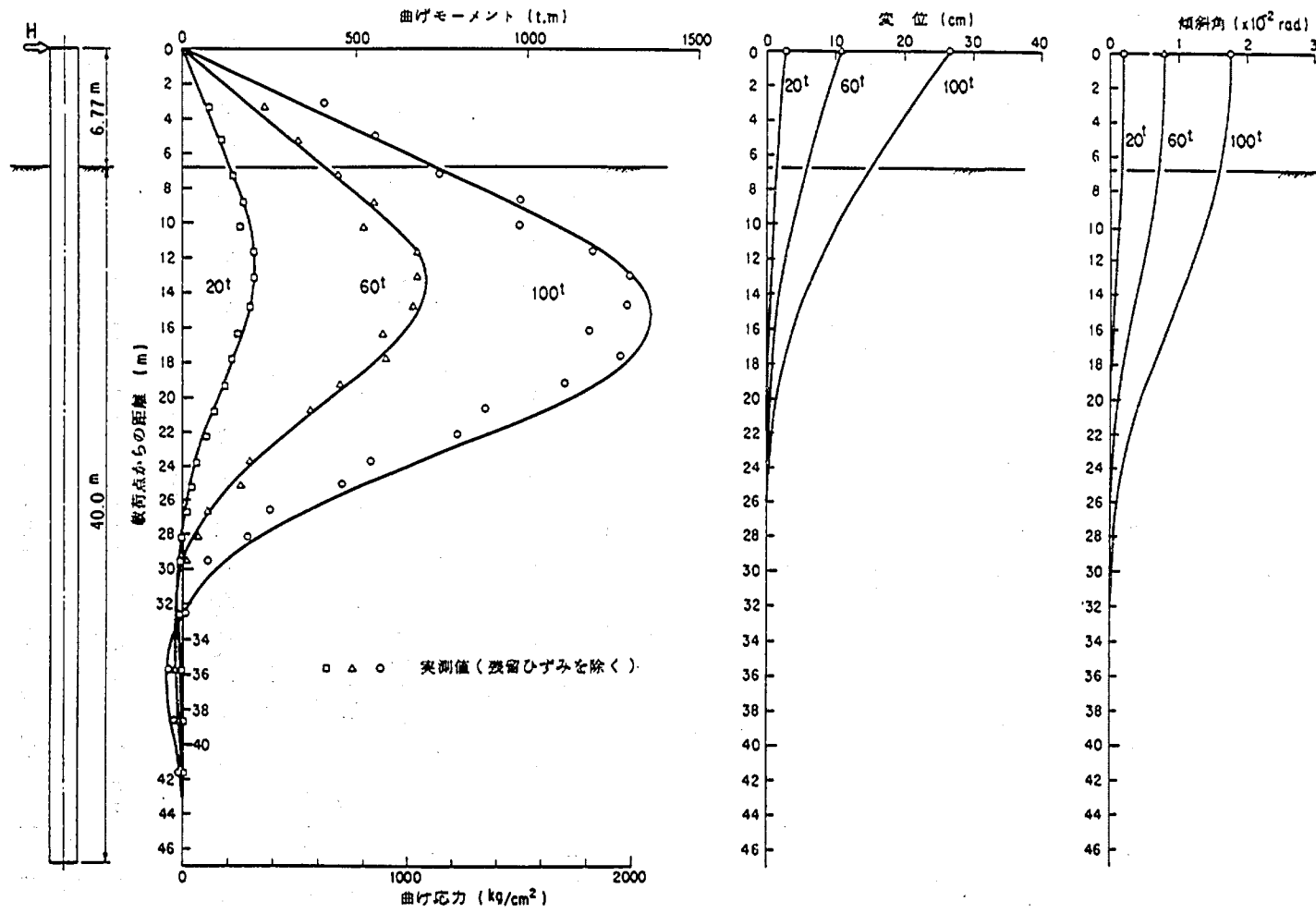


図5-5 図式微積分法による曲げモーメント変位, 傾斜角 (残留歪補正)

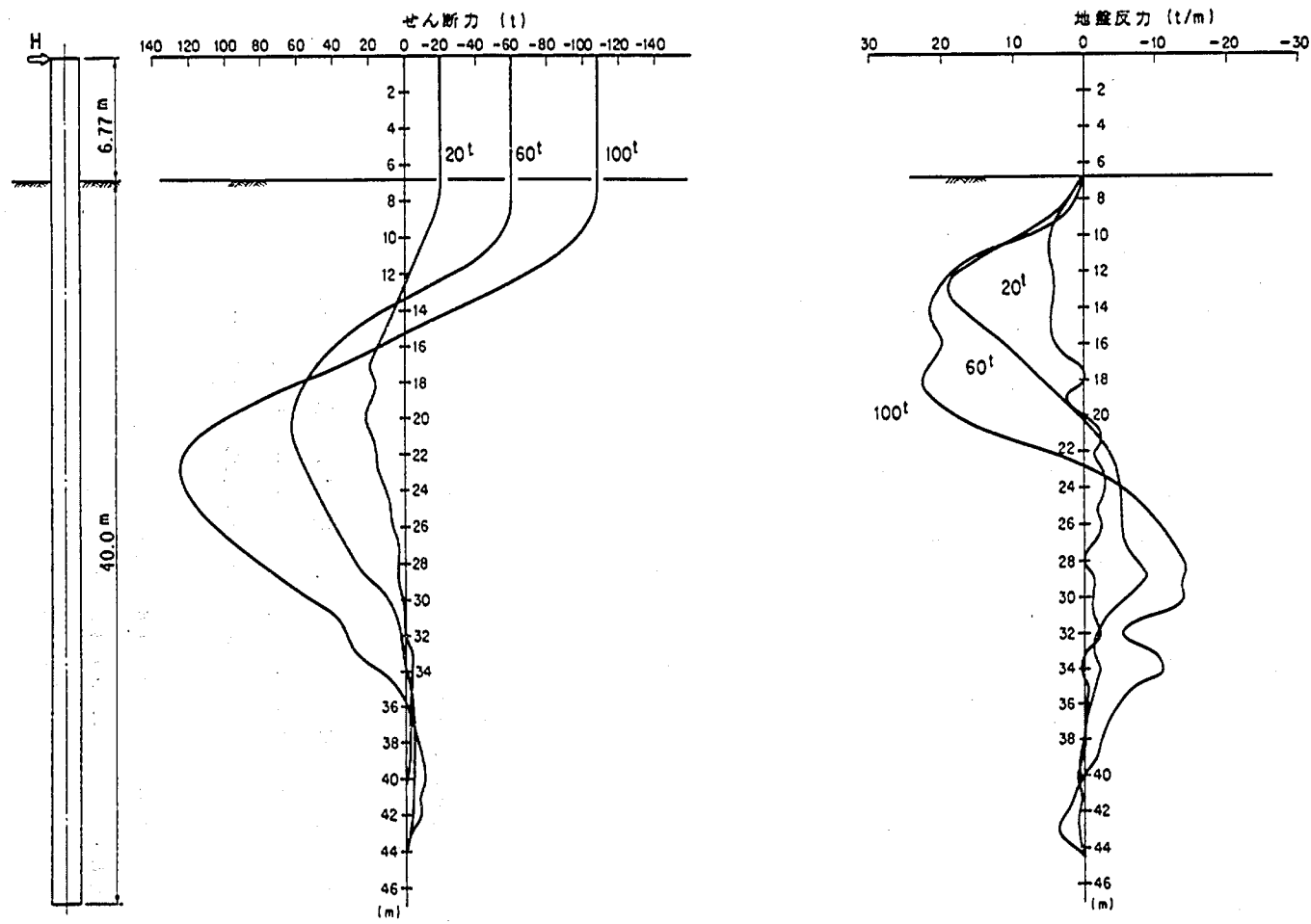


図 5 - 6 図式微積分法によるせん断力，地盤反力（残留歪補正）

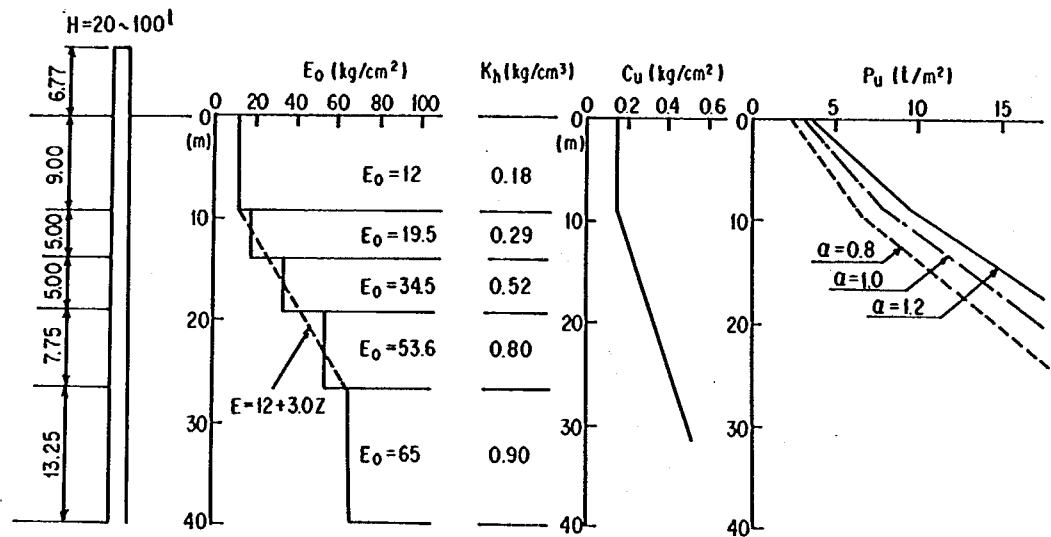


図5-7 完全弾塑性法に用いた計算条件(ケースA)

また、極限地盤反力度は次式で与える。

$$P_u(x) = \alpha \{ 2 \times C_u + \sum \gamma' \cdot h \} \quad \cdots \cdots (5-14)$$

ここに

- α : 係数
- C_u : 非排水せん断強度
- γ' : 湿潤単位体積重量
- h : 層厚

ケースBとしては地盤の K_h を深さ方向に一樣とした場合の影響を調べるために

$$P_u(x) = 2 C_u + \sum \gamma' \cdot h \quad (\alpha=1) \quad \cdots \cdots (5-15)$$

とし、 K_h としては変位量 y の補正を考慮して、次の値を採用した。

H	K_h
20 t	0.246 kg/cm ²
60 t	0.132 "
100 t	0.065 "

(b) 計算結果

ケースAの各荷重段階における載荷点および海底面の水平変位量と載荷点の傾斜角と実測値を比較した形で図5-8に示す。また、水平力 $H=20, 60, 100\text{ t}$ 時の曲げモーメントと地盤反力の分布を実測値を比較した形で図5-9に示す。同様にケースBの場合の曲げモーメント分布を図5-10に示す。

ケースAでは係数 α を1から ± 0.2 だけ変えても結果はそれほど大きな差は生じない。 $\alpha=1.2$ とした場合、 $H=100\text{ t}$ 時において $\alpha=1.0$ とした場合に比較して、地表面変位は11%, 最大応力度で7%減少することになる。

ケースBにおいて、地盤の K_h を 0.2 kg/cm から、 0.4 kg/cm の2倍に増加しても結果に大きな違いは生じない。とくに最大曲げモーメントの値はほとんど変化しないで、地表面変位は14%増加する。これは杭の挙動が極限地盤反力分布に大きく支配されているためである。

ケースAでもケースBでも最大曲げモーメントの発生深度は実測値とほぼ一致するが、曲げモーメント零点の深度は実測値より大きくなっており、とくにケースBの場合に顕著である。この曲げモーメント零点を実測値に合わせるためには当該深度附近の K_h を非常識なほど大きくしないと合致しない。図5-9で理解できるように海底面附近における杭の曲げモーメントが直線的に増大していること、したがって地盤反力も海底面から、ある程度の深さまで零であることなどから、海底面から直ちに塑性反力が働いていないことがわかる。

また、この弾塑性計算の繁雑さを省略する意味もあって、筆者の突出長を考慮した弾性計算の発想が生まれた所以であるが、これは後述する。

地盤反力の塑性域は当然ながら、水平荷重の増加に伴ない深部に拡がっていく。式(5-14)を前提とした場合、塑性領域の進展状況を表5-3に示す。

各載荷重時における弾塑性境界面の深さは $\alpha=1$ の場合、 $H=20\text{ t}$ 、 60 t 、および 100 t において海底面下零、 -5.1 m および -8.8 m であるが、図5-9から判断して、極限地盤反力度は予想している値より遙かに大きく、その位置における杭の水平変位量は定まった値であることから、 K_h がかなり大きな値ではないかと予想される。また、図5-9において載荷重 20 t の場合の弾性計算反力度が実測反力度をある深さまで超過していることは、載荷重 20 t の場合にも塑性域深度が零でないことを暗示しており、これも後述する。

弾塑性解析と全く別箇に、この実測結果と、現在の道路橋示方書の弾性計算を行なった結果を図5-11に示す。 $H=20\text{ t}$ において海底面の抗変位量は 2 cm 程度であるため、計算値と実測値はやや合致しているが、 $H=60\text{ t}$ 、あるいは $H=100\text{ t}$ といった大変位領域に入ると、水平変位は実測値と合致させることができるが、曲げモーメント分布を正しく推定することが不可能である。

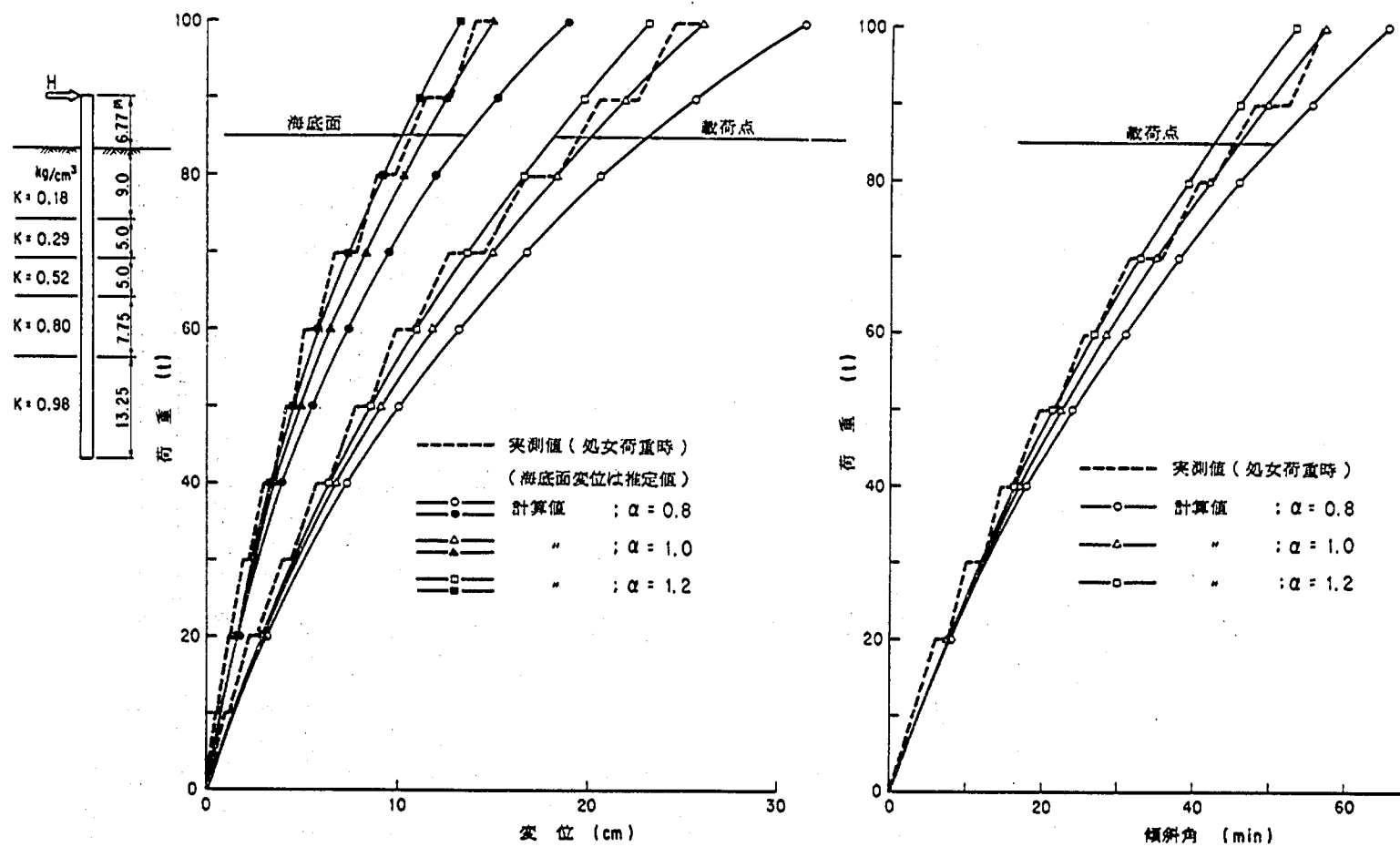


図5-8 完全弾塑性法による変位, 傾斜角 (Case A)

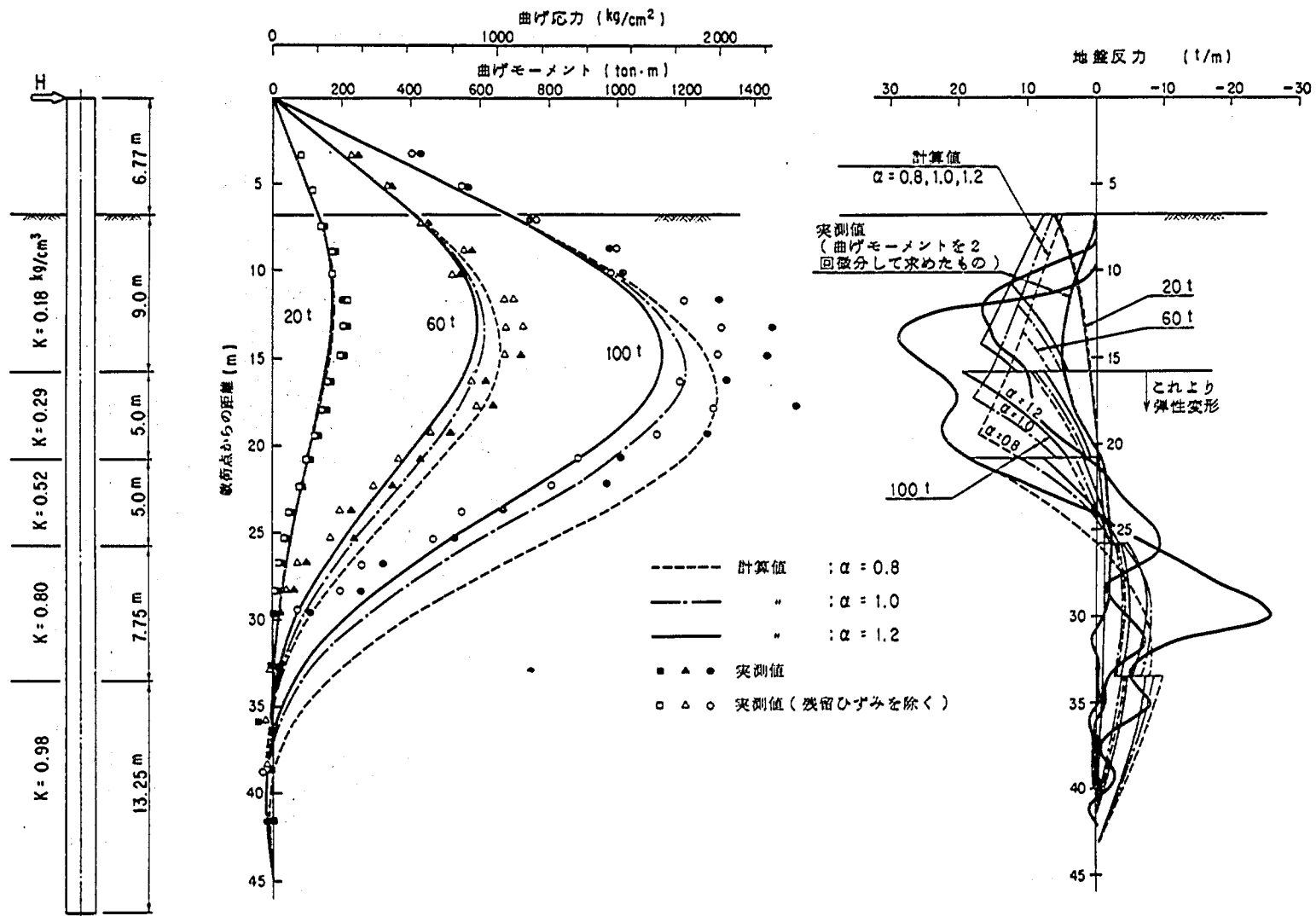


図5-9 完全弾塑性法による曲げモーメント, 地盤反力 (Case A)

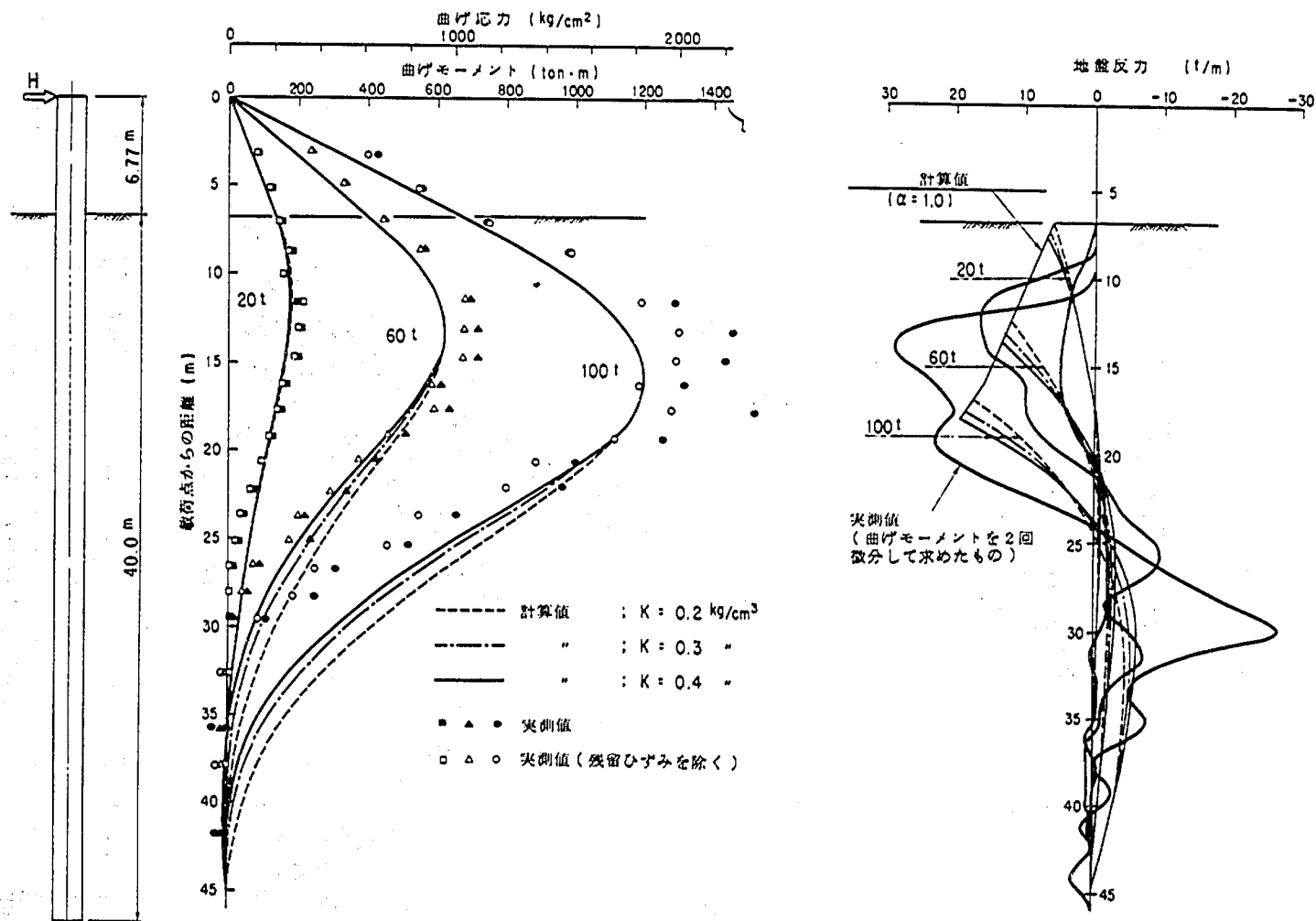


図 5-10 完全弾塑性法による曲げモーメント, 地盤反力 (Case B)

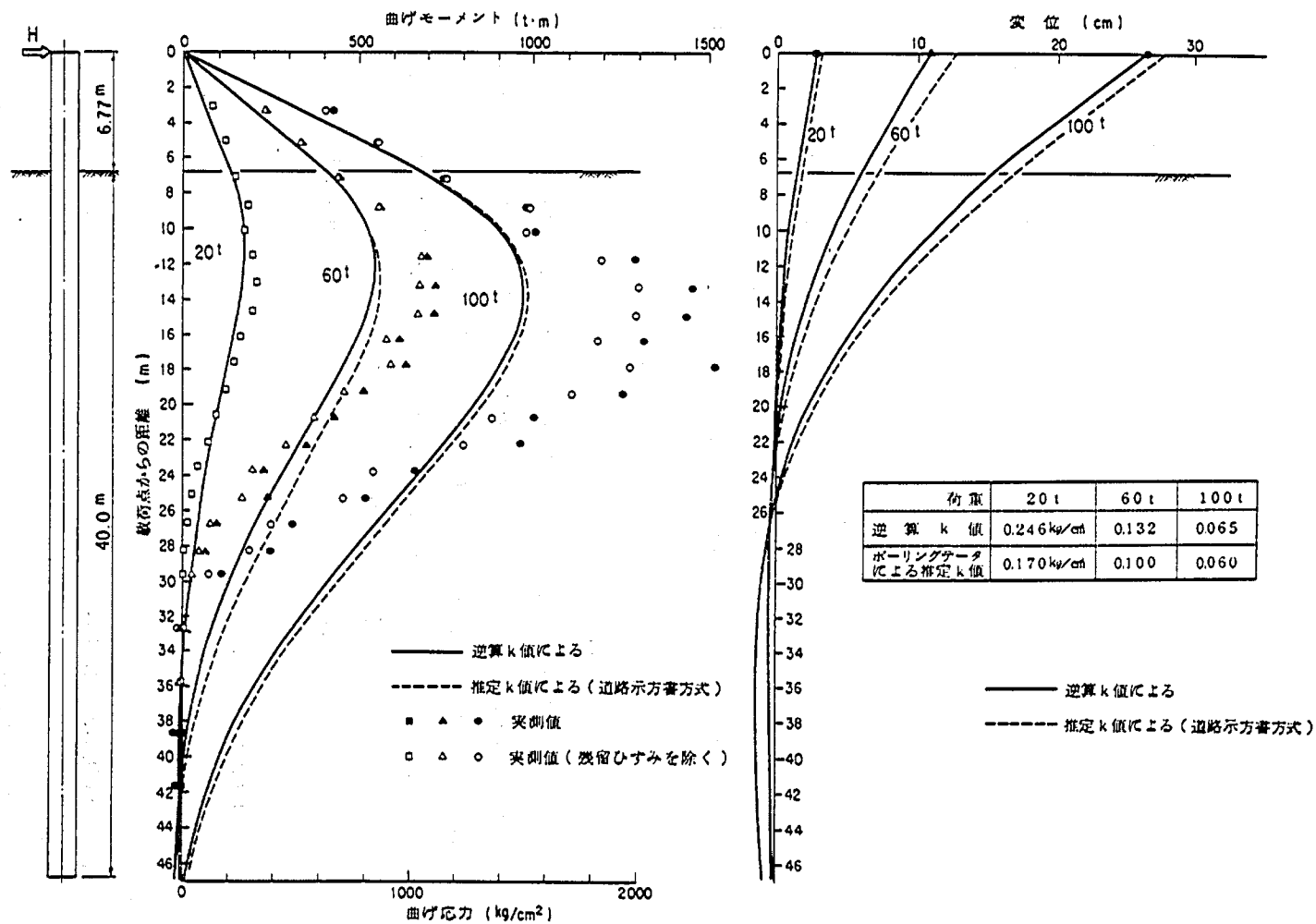


図 5-11 一層系弾性地盤反力法による曲げモーメント変位分布

表5-3 弾塑性境界面深度(ケースAの場合) (単位:m)

水平力(t) α	20	40	60	80	100
$\alpha = 0.8$	0.4	4.0	6.6	8.8	12.5
$\alpha = 1.0$	0	2.8	5.1	7.1	8.8
$\alpha = 1.2$	0	1.8	4.0	5.9	7.4

従来、杭の水平載荷試験は実構造物のチェックとして行なわれる場合がほとんどで、杭を傷めぬように、設計変位量内、杭頭変位量とその逆算K値を確認するに留まったため、このような歪ゲージによる深部の杭の曲げモーメント分布に解析の目が届かなかった。

5.2.2 その2 ※35

一例のみでは結論を断定するのは早急過ぎるので、もう一つの試験について述べる。

試験杭は $\phi 812.8\text{mm}$ 、肉厚 14mm 、 30m 根入れしてある。この鋼管杭に最大水平載荷重 50t として 10t ピッチに繰返し載荷を行なった。土質柱状図、および歪ゲージの配置図を図5-12に、水平変位 y と荷重 P についての $\log y - \log P$ の相関を図5-13に、曲げモーメント分布を残留歪の補正前、補正後の数値を合せて図5-14に示した。

この場合も地中部の杭の挙動に焦点をあて、歪ゲージを密に配置するとともに、水平変位量も地表面で 70mm 、杭体応力度 $1,600\text{kg/cm}^2$ まで載荷したものである。後述するが、この場合でも、地中部の杭の曲げモーメント零になる点は予想より遙かに浅く、その1における軟弱地盤でない地盤に打設された杭も、全く同じ挙動を示すことが立証された。その2における解析も歪ゲージの示す値については、残留歪の影響を補正したものに主眼をおいて行なった。

図5-1によって、逆算K値の説明をしたが、さらに分り易いように、当試験においても、計算上の横方向地盤反力係数 K_h (逆算K値)を定めた経過を説明する。

逆算に用いる式は式(3-25)の杭頭曲げモーメント $M_t = 0$ とした式が用いられる。

すなわち、

$$y_t = \frac{(1 + \beta \cdot h)^3 + \frac{1}{2}}{3EI \cdot \beta^3} Ht$$

ここに

y_t : 加力点の変位量(m)

h : 突出長(m)

Ht : 水平荷重(ton)

β : 特性値 (m^{-1})

$$= \left(\frac{DK_h}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}}$$

E : 鋼管杭の弾性係数
(t/m^2)

I : 鋼管杭の断面二次モーメント (m^4)

D : 鋼管杭の径 (m)

K_h : 横方向地盤反力係数
(t/m^3)

である。

この式は一層系地盤に対して適用する式で、逆算した値も一層系地盤の仮定により用いる。式でわかるように y_t と H_t が与えられると K_h が計算できるが、 K_h は荷重段階ごとに異なった値となり、このように杭の載荷試験より y_t 、 H_t より逆算した K_h を逆算 K 値という。したがって、逆算 K 値で計算した水平変位量は実測値に合致する。当該試験結果を用いて逆算した結果を表5-4に示す。

したがって道路橋示方書によれば、 K_h は変位 (荷重) によって 0.348 Kg/cm ~ 2.582 Kg/cm という広範囲にわたることになる。

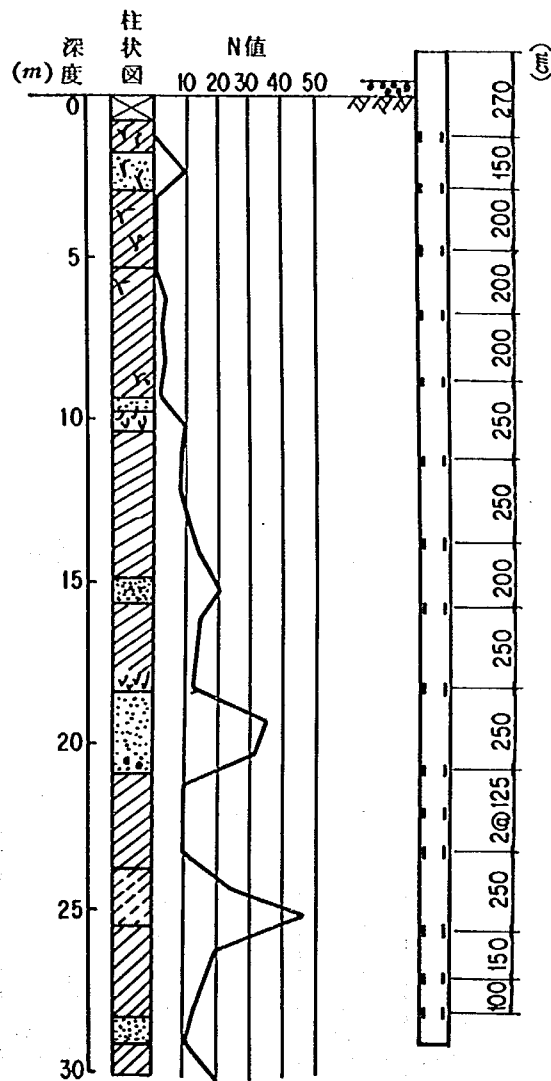


図5-12 土質柱状図・歪ゲージ配置図

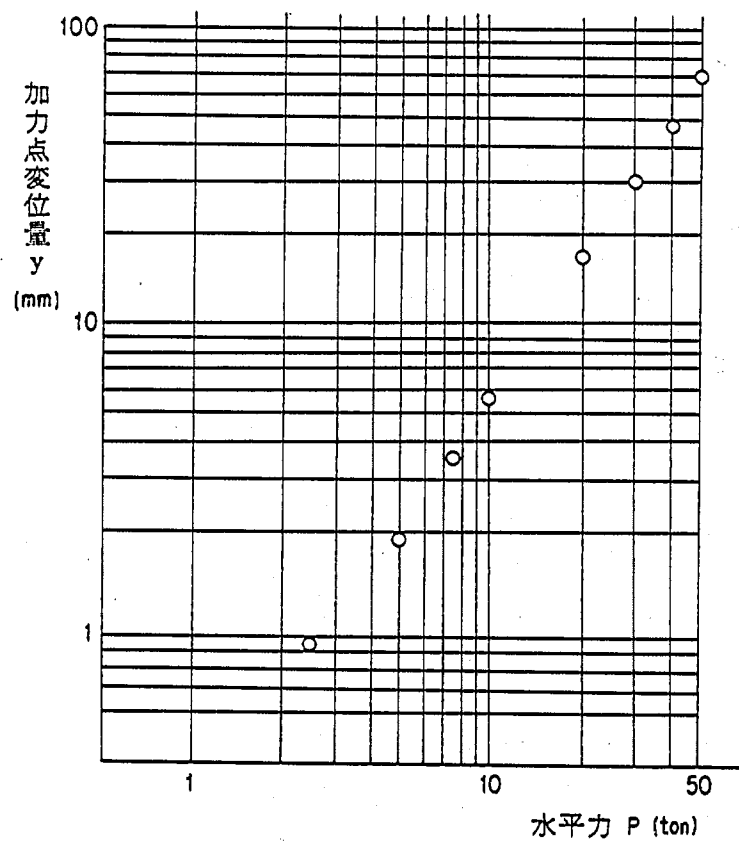


図 5-13 $\log y - \log P$

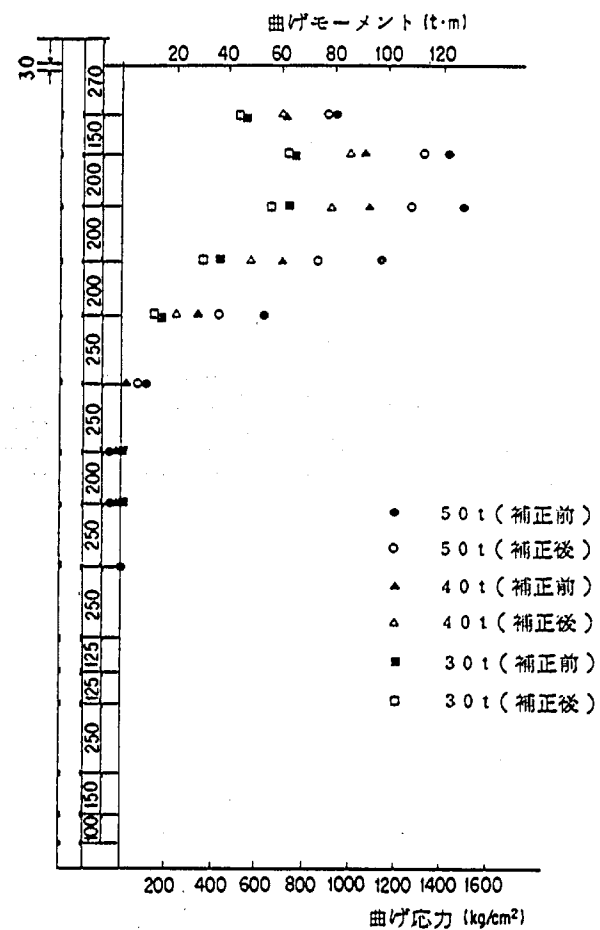


図 5-14 曲げモーメント分布

表5-4 逆算K値(道路橋示方書による)

水平荷重 Ht (t)	加力点変位 yt (m)	曲げ剛性 EI (t・m)	突出長 h (m)	特性値 $\beta(m^{-1})$	杭 径 D (m)	逆算K値 Kh (kg/cm)
2.5	0.00082	7.119×10^4	0.30	0.293	0.8128	2.582
5.0	0.00188	"	"	0.279	"	2.123
7.5	0.00345	"	"	0.260	"	1.601
10.0	0.00555	"	"	0.244	"	1.242
12.5	0.00796	"	"	0.233	"	1.033
15.0	0.01040	"	"	0.226	"	0.914
17.5	0.01344	"	"	0.218	"	0.791
20.0	0.01634	"	"	0.213	"	0.721
22.5	0.01988	"	"	0.208	"	0.656
25.0	0.02287	"	"	0.205	"	0.619
27.5	0.02611	"	"	0.202	"	0.583
30.0	0.02965	"	"	0.200	"	0.557
32.5	0.03490	"	"	0.194	"	0.496
35.0	0.03840	"	"	0.193	"	0.486
37.5	0.04233	"	"	0.191	"	0.466
40.0	0.04636	"	"	0.189	"	0.447
42.5	0.05369	"	"	0.183	"	0.397
45.0	0.05746	"	"	0.181	"	0.379
47.5	0.06463	"	"	0.179	"	0.360
50.0	0.06946	"	"	0.177	"	0.348

5.3 杭の仮想突出長を考慮した計算法 ※20

5.2で触れたように杭の挙動は K_h の値によるよりも、極限地盤反力分布に大きく支配されることがわかった。弾塑性設計法のように厳密な計算においても、地表面近くの反力の与え方によって、地中における杭の曲げモーメント零点の位置が実際とかなり異なってくる。これは道路橋示方書方式と同じように弾塑性境界より浅い範囲における地盤反力の与え方が過大なためと考えられる。

表5-4に示したように、この場合もわずかではあるが、突出長のある杭の計算が行なわれており、杭頭の変位量を合致させることが前提になっている。筆者の場合は弾塑性境界面における地盤反力が極限地盤反力度以下であることを前提に、杭の曲げモーメント分布が合致するように計算法を導くものである。

杭の水平載荷試験における実測曲げモーメント分布図に合致するように弾塑性境界以浅の地盤反力を減少させて厳密に計算する方法に弾塑性設計法も考えられるが、繁雑で実用的でない。筆者は弾塑性境界以浅の地盤反力として、弾塑性境界の深さ ℓ の $\frac{1}{3}$ だけ浅くしたところに設計地盤面を設定し、杭の突出長を $\frac{2}{3}\ell$ として、 $\frac{1}{3}\ell$ の部分の弾性地盤反力を地表面下 ℓ の区間の塑性反力に代行

させるものである。

これをモデル化すると図5-15のようになる。

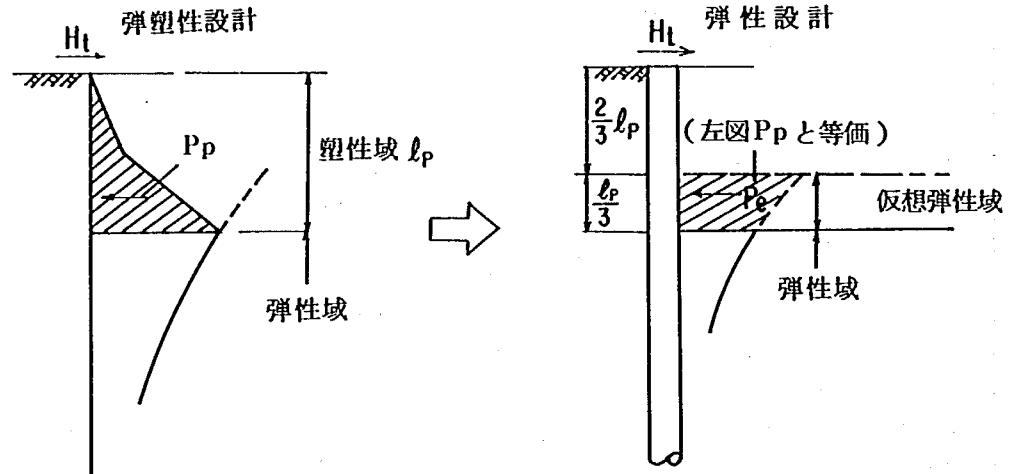


図5-15 弾塑性計算の簡略化モデル

この計算法の特徴を整理すると次のようになる。

- ① 弾塑性境界以深の弾性域については厳密な弾塑性設計と同じである。
- ② 弾塑性境界においては、地盤反力は極限地盤反力以下であり、許容変位量はこの弾塑性境界面における変位量と与えられる。
- ③ 道路橋示方書においては、杭頭の変位量から横方向地盤反力係数 K_h を定めているが、杭体の曲げモーメント分布についてはチェックをせず、 K_h も変位量にしたがって変化する。それに対し、この仮想突出長の計算法は、曲げモーメントの分布に主眼を置いており、杭頭変位量はもう一つのチェックの尺度として使われる。 K_h は変位量如何に拘らず一定値である。
- ④ 計算は弾性計算であるので簡便である。

5.4 水平載荷試験結果による考察

1) その1 ※20

突出長区域においては地盤反力が作用しないので、杭の曲げモーメントの増加は直線的であるので、突出長を考慮すると整合性がよくなる。また、最大曲げモーメントの値、およびその深さ、ならびに曲げモーメントの急速な減少分布状況を図5-16は、明白に説明している。図5-16において載荷重40t、60t、80tおよび100tについて仮想突出長を考慮した計算法と実測値を対比してある。極限地盤反力度は式(5-14)を前提とし、弾塑性境界面深度は表5-3によっており、横方向地盤反力係数 K_h は載荷重のすべてにおいて一定値 0.5 Kg/cm としてある。図5-17はその場合の海底面における杭の変位量の計算値と実測の対比である。

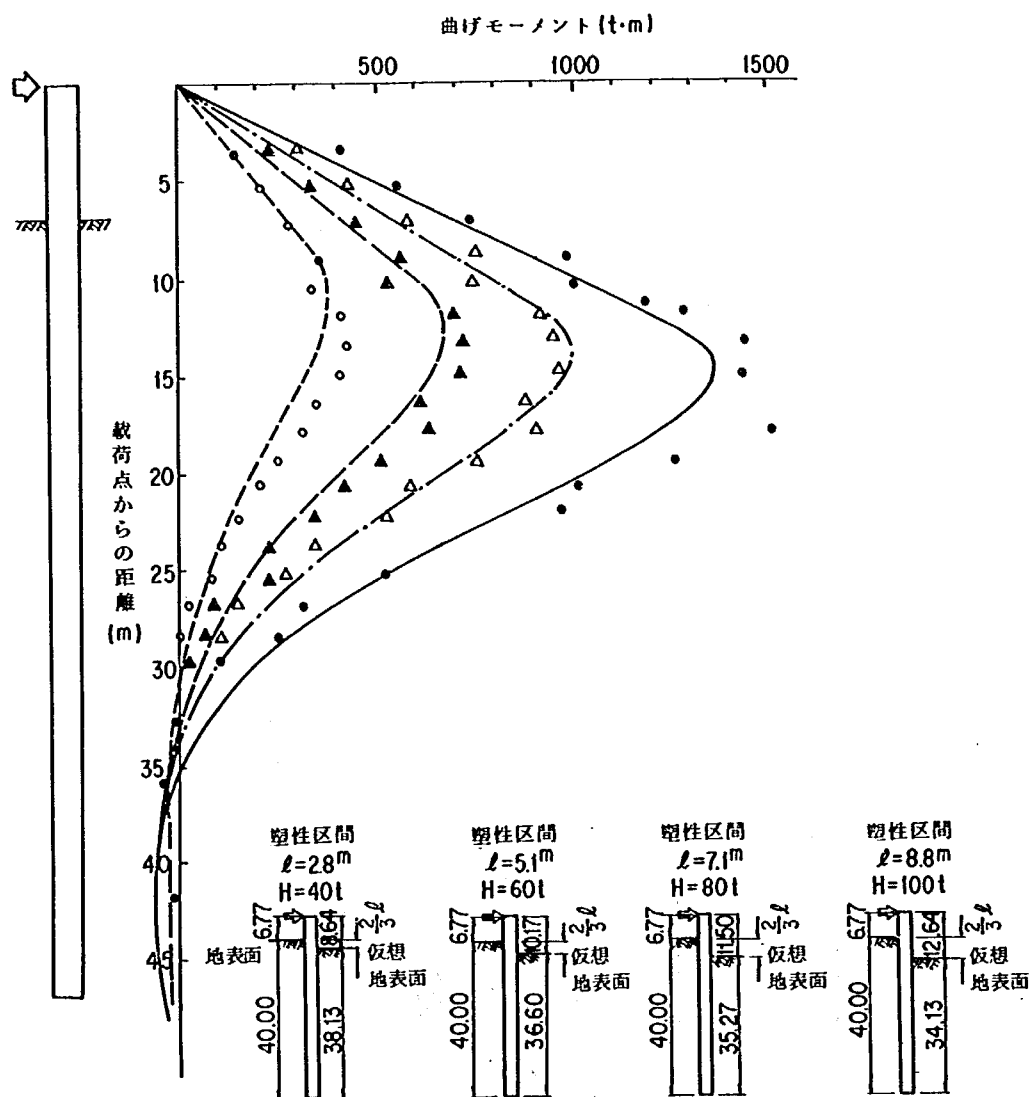


図5-16 仮定突出長を考慮した計算法による曲げモーメント分布

極限地盤反力度の想定、したがって弾塑性境界面の設定については今後さらに検討する必要があるが、一応の前提によっても計算値と実測値はよく合致している。特に K_h を各載荷重時において、すべて 0.5 kg/cm と一定である意義は大きいと考えられる。

表5-4に示したように荷重によって目まぐるしく、 K_h を変えなければならないのは、すべて杭頭の変位量から逆算している結果であり、これも変位量のみからチェックして、曲げモーメントについては図5-11のように合致しない。これと図5-16とを対比すると、仮定突出長

を考慮した計算法の精度が理解される。

弾塑性境界面の深さの設定であるが、 $H=20\text{ t}$ の場合、今回の前提では弾塑性深さ $\ell_p = 0$ であったが、 $K_h = 0.5\text{ kg/cm}^3$ を前提に ℓ_p を変化させてプロットしたのが、図5-18であるが、式(5-14)の中の C_u が期待できない場合は載荷重 20 t についても塑性域が発生する。図5-9は、 $H=20\text{ t}$ の場合にも塑性域の存在を暗示しているし、図5-18は塑性域を仮定した曲げモーメン

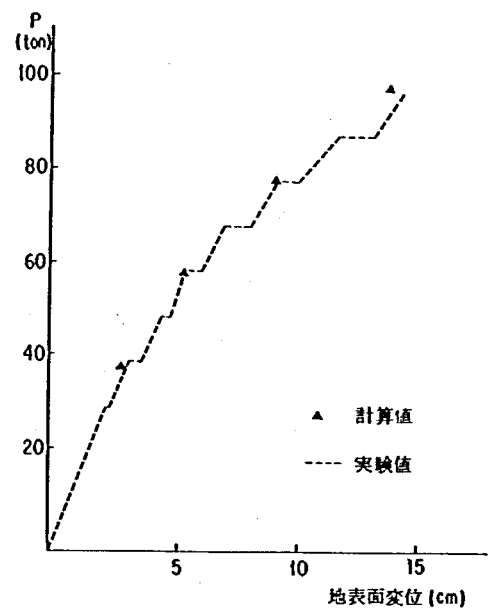


図5-17 仮想突出長を考慮した杭の変位量

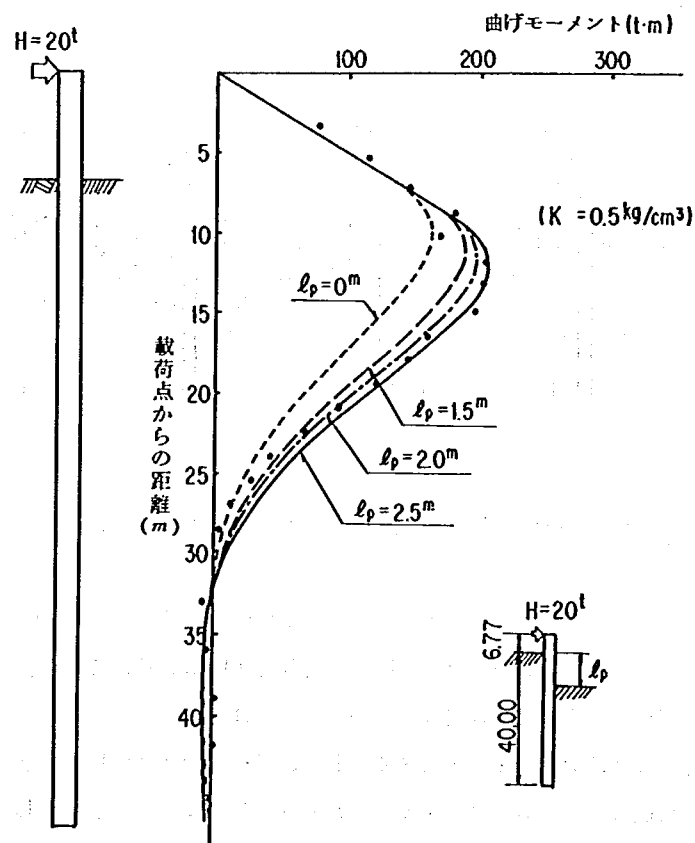


図5-18 仮想突出長を変化させた場合の曲げモーメント分布

ト分布が実測値に合致することを示している。

2) その2

その1の場合は図5-3に示すような極軟弱地盤であったが、その2は図5-12に示すように、多少、良好な地盤である。

仮想突出長を考慮した設計法で計算したものと、実測値を対比させたものが、図5-19、図5-20、および図5-21である。前二者が水平載荷重30tおよび50tの場合の曲げモーメント分布であり、残りがその変位図である。

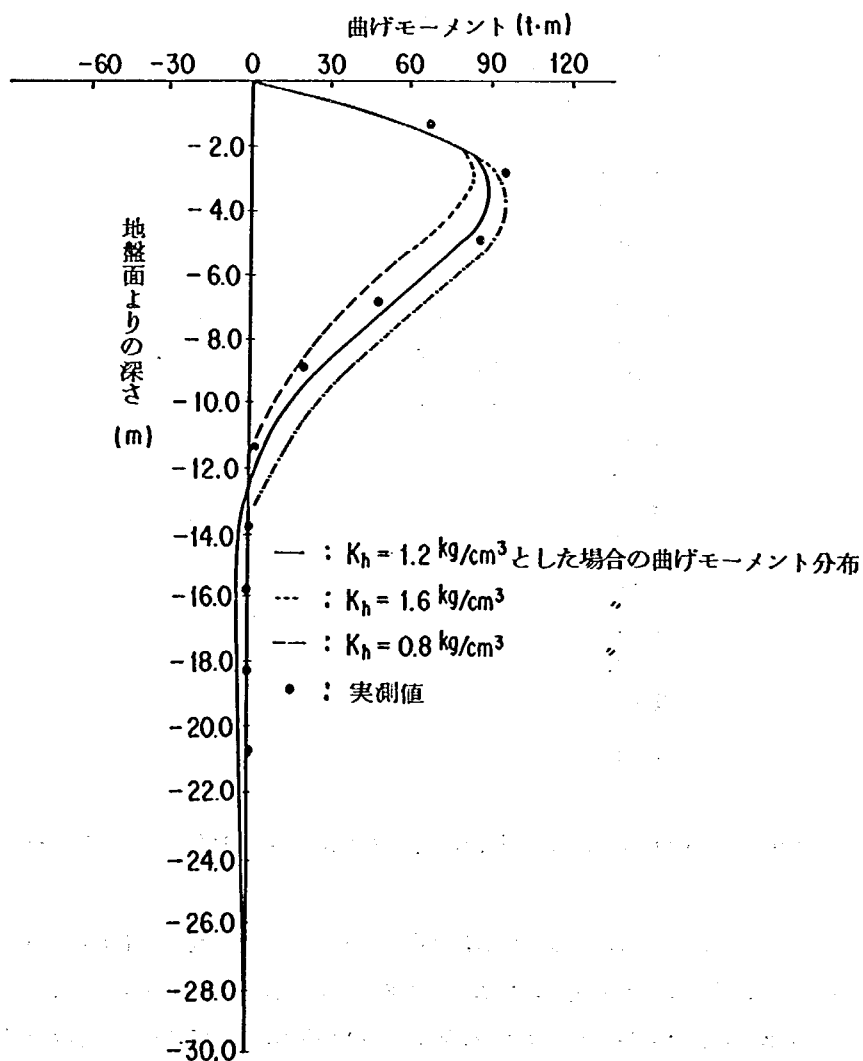


図5-19 H=30tの場合の仮想突出長を考慮した場合の曲げモーメント分布

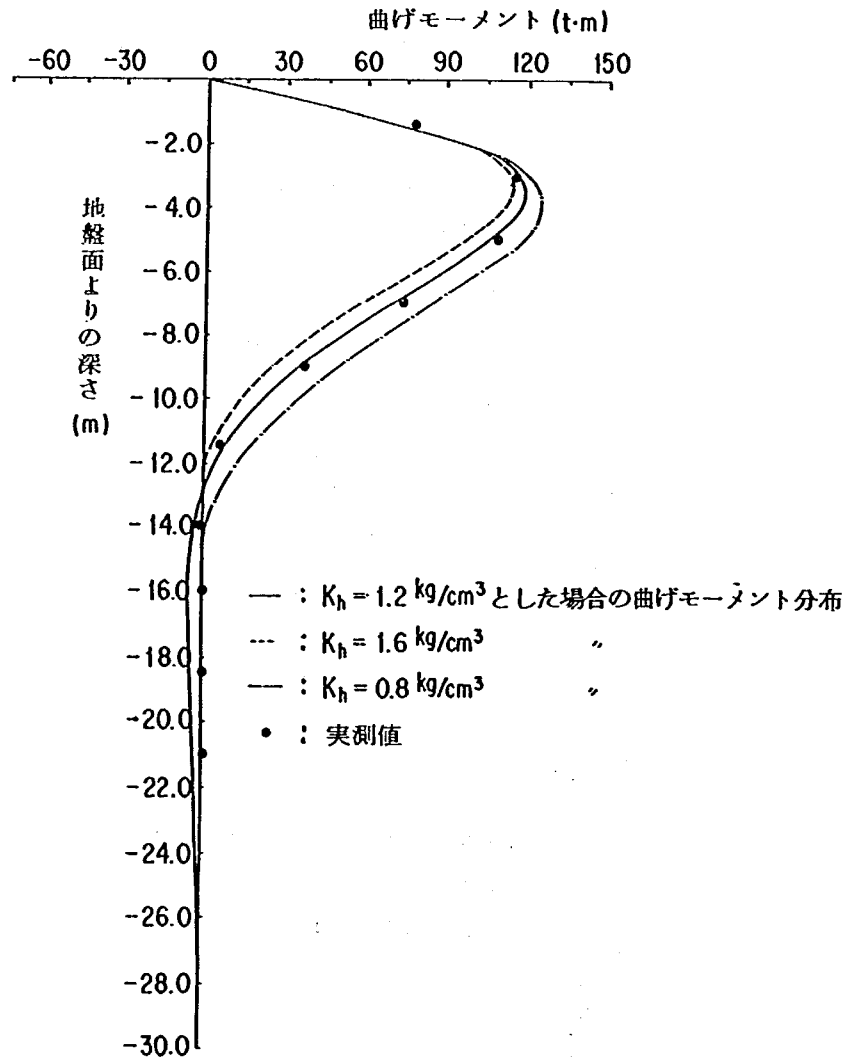


図5-20 H=50tの場合の仮想突出長を考慮した場合の曲げモーメント分布

極限支持力度から、弾塑性境界面の深さは載荷重30tの場合、地表面下1.05m(載荷面より1.35m)、載荷重50tの場合、地表面下1.8m(載荷面より2.1m)としており、横方向地盤反力係数 K_h は、 0.8 kg/cm^3 、 1.2 kg/cm^3 、 1.6 kg/cm^3 についてプロットしてあるが、曲げモーメント分布、変位量ともに $K_h = 1.2 \text{ kg/cm}^3$ が最適である。 K_h の算定方法は、道路橋示方書では、逆算 K 値に合致するように定めてあり、今回の仮想突出長を考慮した計算法に見合う K_h の定め方は今後の問題であるが、その1、あるいはその2において、道路橋示方書で想定される値の2~4倍になっている。

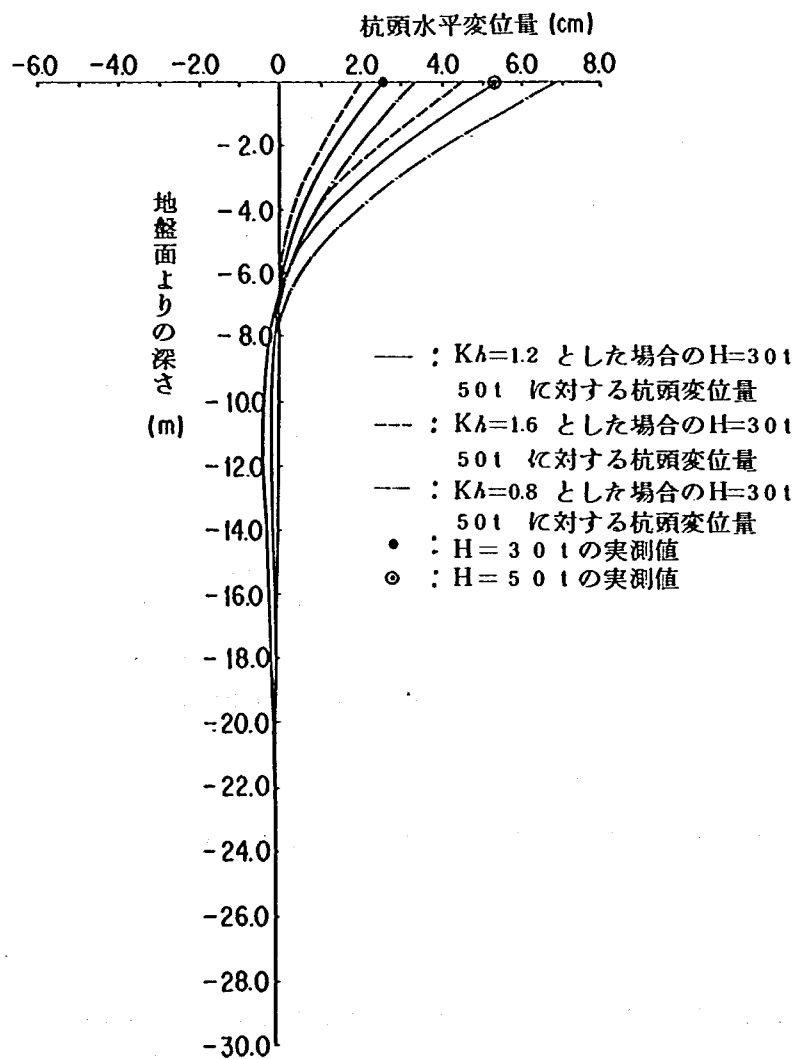


図5-21 仮想突出長を考慮した場合の杭頭水平変位量

道路橋示方書の逆算K値で計算したものと、仮想突出長を考慮して計算したものと、の曲げモーメントを対比したものが図5-22である。示方書によるものは、荷重が大きくなるにつれて曲げモーメントの分布に関する計算値と実測値が乖離してくる。

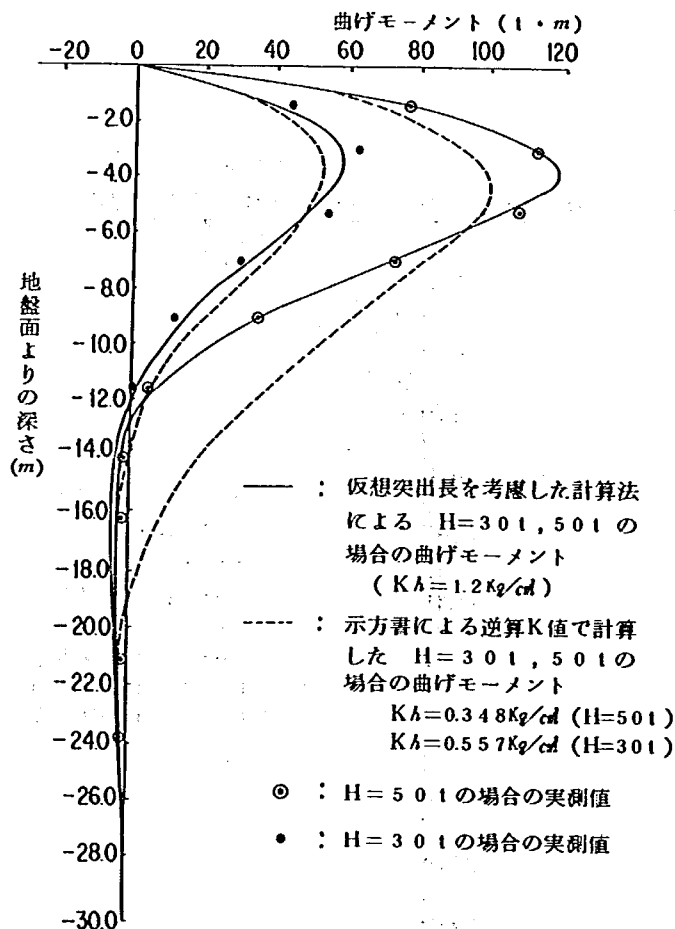


図5-22 仮想突出長を考慮した場合と逆算K値による場合の曲げモーメントの比較

5.5 考 察

表5-5に示すような実施施工された橋脚について、前述の仮想突出長を考慮した計算法を適用してみた。仮想突出長、抗頭回転バネ定数、および $K\lambda$ を変化させ、表5-6の分類にしたがった84ケースについて行なった計算結果を抗頭回転バネ定数 K_R を ∞ (完全剛結)の場合は表5-7, $K_R=10^5 t \cdot m / \text{rad}$ の場合は表5-8, $K_R=10^4 t \cdot m / \text{rad}$ の場合は表5-9, $K_R=10^3 t \cdot m / \text{rad}$ の場合は表5-10に示した。

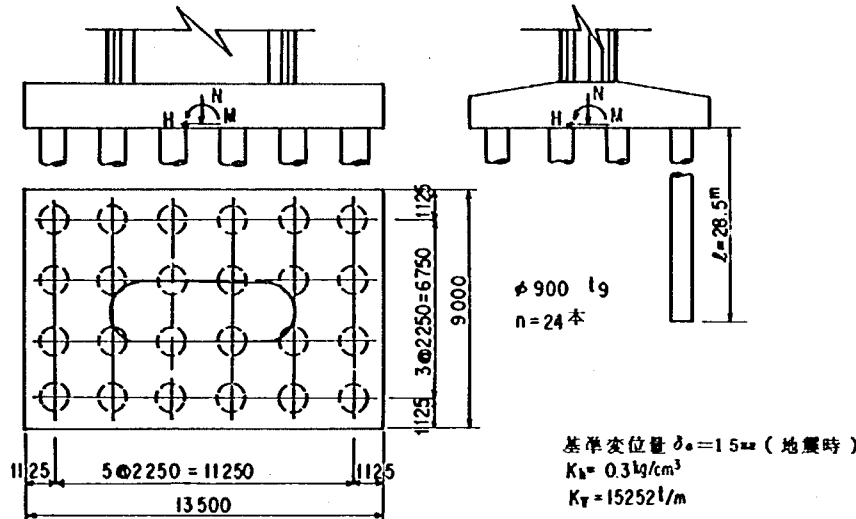
表5-5に示したものが、現行の道路橋示方書の規定によって計算したもので、基準変位量 $\delta_a=15 \text{ mm}$ で計算を始めた結果、最終変位量は橋軸方向で 18.3 mm 橋軸直角方向で 13.3 mm となったが可としてある。

この施工箇所は地盤が悪いので、この抗水平変位量で杭本数が定まっており、杭体の応力度は許容応力度 $\sigma_a=2,100 \text{ kg/cm}^2$ に対して橋軸方向は $1,515 \text{ kg/cm}^2$, 橋軸直角方向は $1,411 \text{ kg/cm}^2$

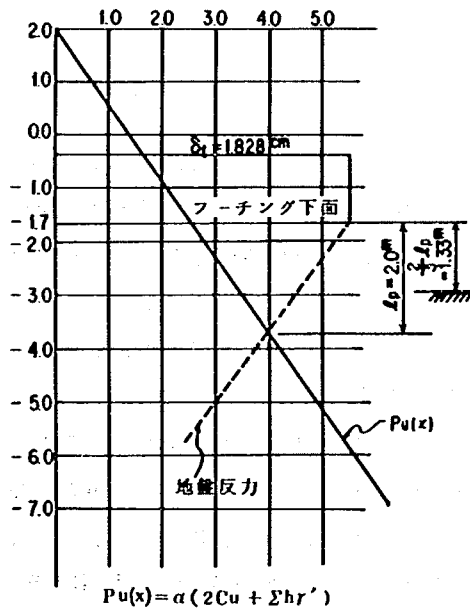
表5-5 計算対象橋脚概要表

検討条件

下記条件により示方書規定に基づいた自動設計結果を用いる



荷重			軸方向	直角方向
	N	(t)	1622	1622
	H	(t)	425	363
	M	(tm)	3923	3461
くい軸方向最大押込力 P_N (t)			169 <286	134 <286
くい軸直角方向力 P_H (t)			177 <199	151 <199
くい頭水平変位量 δ_t (m)			1828	1330
くい頭モーメント M_t (t・m)			27.865	31.178
地中部 max モーメント M_m (t・m)			-13903 (-28438)	-9367 (-24212)
杭体応力度 σ_s (kg/cd)			1515 <2100	1411 <2100



$K_h = 0.3 \text{ (kg/cd)}$	$\alpha = 1.0$ $Cu = 0.0$ $r' = 0.7 \text{ t/m}^2$	$K_h = 0.6 \text{ (kg/cd)}$	$\alpha = 1.5$ $Cu = 0.0$ $r' = 0.7 \text{ t/m}^2$	$K_h = 0.9 \text{ (kg/cd)}$	$\alpha = 2.0$ $Cu = 0.0$ $r' = 0.7 \text{ t/m}^2$
-----------------------------	--	-----------------------------	--	-----------------------------	--

と不経済な設計となっている。

表5-6 仮想地表面の取り方分類表

鋼管杭 $\phi 900 \ell 28.5 \text{ m}$											
$K_R (\text{t} \cdot \text{m} / \text{rad})$	$K_h \text{ 値} (\text{kg} / \text{cm}^3)$	突 出 長 (m)									
∞ 完全 (剛結)	0.3	—	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	m	7 ケース
	0.6	—				"					"
	0.9	—				"					"
100,000	0.3	—				"					"
	0.6	—				"					"
	0.9	—				"					"
10,000	0.3	—				"					"
	0.6	—				"					"
	0.9	—				"					"
1,000	0.3	—				"					"
	0.6	—				"					"
	0.9	—				"					"
計 84 ケース											

この場合の地盤反力度と極限地盤反力度（受働土圧）を対比させたものが表5-5の中のグラフであるが、杭頭より2 mの範囲は地盤反力度が極限地盤反力度を超過している塑性域である。この場合には横方向地盤反力係数 K_h を過小に評価して全体の辻褄を合せている。

これを仮想突出長を考慮した計算法にしたがって計算してみると、 K_R が ∞ （完全剛結）の場合は、表5-7に示すように突出表3.5 mまでチェックしたが、 $K_h = 0.3 \text{ kg} / \text{cm}^3$ とすれば、杭の応力度が許容を超過して、この杭基礎の構造は成立しない。

試験その1の場合には道路橋示方書による逆算 K 値として、 $H = 20 \text{ t}$ には $K_h = 0.246 \text{ kg} / \text{cm}^3$ 、 $H = 100 \text{ t}$ の場合には $K_h = 0.065 \text{ kg} / \text{cm}^3$ を使用しているのに対し、仮想突出長の計算にはすべて $K_h = 0.5 \text{ kg} / \text{cm}^3$ を採用している。また、試験その2の場合には示方書の逆算 K 値として、 $H = 30 \text{ t}$ には $K_h = 0.557 \text{ kg} / \text{cm}^3$ 、 $H = 50 \text{ t}$ には $K_h = 0.348 \text{ kg} / \text{cm}^3$ を使用しているが、仮想突出長の計算では $K_h = 1.2 \text{ kg} / \text{cm}^3$ を採用し、その値は2~4倍となっている。

したがって、この仮想突出長を考慮する計算の結果は、 $K_h = 0.6 \sim 0.9 \text{ kg} / \text{cm}^3$ に相当する欄の値と対比するのが合理的である。 $K_h = 0.6 \text{ kg} / \text{cm}^3$ の欄では、突出長2 mで収斂し、杭頭変位量が橋軸方向は20.3 mm、橋軸直角方向は14.3 mm、その時の杭体応力が $1.858 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 、 $1.667 \text{ kg} / \text{cm}^2$ と表5-5の値より大きくなっているが、弾塑性の条件は完全に満している。

$K_h = 0.9 \text{ kg/cm}^3$ とすれば、突出長 1.5 m で収斂し、杭頭変位量は 14.5 mm , 9.9 mm , 杭体応力は $1,608 \text{ kg/cm}^2$, $1,478 \text{ kg/cm}^2$ と表 5-5 の当初の値とあまり変らない。

次に杭頭回転バネ定数も変化させた場合であるが、 $K_R = 10^5 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ の場合は表 5-8 のように $K_h = 0.6 \text{ kg/cm}^3$, 0.9 kg/cm^3 としても収斂突出長は $K_R = \infty$ の場合とほとんど変らず、杭頭変位量、杭体応力ともに微減に留まる。

これが $K_R = 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ の場合は挙動がかなり変化する。すなわち、 $K_h = 0.3 \text{ kg/cm}^3$ と仮定しても突出長 3.5 m で収斂し、杭頭変位量が、 58.5 mm , 47 mm と大きい、根拠は明白である。 $K_h = 0.6 \text{ kg/cm}^3$ の欄でみると、突出長 2.5 m で収斂し、変位量は 32.5 mm , 25.8 mm , 杭体応力は $1,672 \text{ kg/cm}^2$, $1,345 \text{ kg/cm}^2$ となる。 $K_h = 0.9 \text{ kg/cm}^3$ の場合は突出長 2 m , 変位量は 22.8 mm , 17.9 mm , 杭体応力は $1,571 \text{ kg/cm}^2$ とさらに余裕が生ずることが表 5-9 で示されている。

$K_R = 10^3 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ にした場合、表 5-10 に示すように $K_h = 0.3 \text{ kg/cm}^3$, 0.6 kg/cm^3 では収斂せず、 $K_h = 0.9 \text{ kg/cm}^3$ で突出長 2.5 m で収斂する。これは杭頭がヒンジに近くなると、変位量が大きくて弾塑性境界面が深くなり過ぎ、地中部曲げモーメントが大きくなって、この面から、この杭基礎の構造が外力に抵抗できないことを意味している。

杭に作用する杭頭および地中部曲げモーメント、ならびにその大きい方の曲げモーメントに対する杭体応力と突出長との相関を図 5-23, に杭頭変位量と突出長との相関を図 5-24 に示す。図でわかるように $K_R = 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ では杭頭曲げモーメントと地中部曲げモーメントの差が少なくなり、杭体応力の分布が一様になるので、非常に経済的な設計が可能である。

変位量については $K_R = \infty$ と $10^5 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ では突出長如何に拘らず差は少ないが、 $K_R = 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ では突出長の大きくなると、剛結とヒンジの間になるが、突出長の小さい範囲では剛結に近くなる。

$K_R = 10^3 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ になると、ほとんどヒンジと同じで、突出長が零で剛結の場合の 2 倍になっており、突出長が大きくなると変位量は加速度的に大きくなる。図では省略してあるが、横方向盤反力係数 K_h が小さい程、この傾向は大きくなっている。

以上のことを総合すると、仮想突出長を考慮した計算は現実の設計との馴染がよく、これに杭頭回転バネ定数 $K_R = 10^4 \text{ t} \cdot \text{m/rad}$ 程度の構造にすると、設計が非常に円滑になることがわかる。

剛 結

表-5-7 仮想突出長を考慮した場合の計算結果への影響(剛結の場合)

$Kh = 0.3$ (%) 突出長 $h(m)$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a	0.86 cm		0.98		1.10		1.21		1.33		1.45		1.56		1.68	
杭頭水平変位 δ_t	1.828	1.330	2.040	1.481	2.284	1.658	2.562	1.863	2.878	2.099	3.233	2.368	3.631	2.672	4.074	3.014
仮想地表面変位 δ_j	1.828	1.330	1.929	1.431	2.035	1.534	2.145	1.639	2.259	1.745	2.375	1.852	2.493	1.960	2.613	2.069
弾塑性境界面変位 δ_E	1.828	1.330	1.865	1.397	1.884	1.442	1.990	1.473	1.876	1.484	1.846	1.475	1.802	1.454	1.741	1.464
$\delta_j \times Ka$ 値 (Pu)	5.48 (2.59)	3.99 (2.59)	5.79 (1.94)	4.29 (2.94)	6.11 (3.29)	4.60 (3.29)	6.44 (3.64)	4.92 (3.64)	6.78 (3.99)	5.24 (3.99)	7.13 (4.34)	5.56 (4.34)	7.48 (4.69)	5.88 (4.69)	7.84 (5.04)	6.21 (5.04)
$\delta_E \times Ka$ 値 (Pu)	5.48 (2.59)	3.99 (2.59)	5.60 (3.12)	4.19 (3.12)	5.65 (3.64)	4.33 (3.64)	5.67 (4.17)	4.42 (4.17)	5.63 (4.69)	4.45 (4.69)	5.54 (5.22)	4.43 (5.22)	5.41 (5.74)	4.36 (5.74)	5.22 (6.27)	4.39 (6.27)
杭頭曲げモーメント Mt	27.865	31.178	33.425	35.429	38.814	39.607	44.070	43.727	49.221	47.801	54.285	51.839	59.279	55.848	64.214	59.832
地中部Maxモーメント Mm	-13.903 (-28.438)	-9.367 (-24.212)	-15.233 (-34.446)	-10.380 (-29.327)	-16.761 (-40.925)	-11.563 (-34.843)	-18.486 (-47.783)	-12.921 (-40.682)	-20.401 (-58.946)	-14.452 (-46.781)	-22.500 (-62.356)	-16.153 (-53.080)	-24.772 (-69.968)	-18.018 (-59.571)	-27.208 (-77.744)	-20.037 (-66.191)
Mmの生じる深さ ℓ_m	6.04 (3.89)	6.95 (3.89)	6.22 (3.94)	7.03 (3.94)	6.40 (4.07)	7.12 (4.07)	6.59 (4.26)	7.23 (4.26)	6.79 (4.51)	7.35 (4.51)	7.01 (4.72)	7.51 (4.79)	7.25 (5.11)	7.68 (5.11)	7.50 (5.45)	7.88 (5.45)
杭体応力度 σ_s	1515 (1528)	1411	1659 (1682)	1518	1798 (1848)	1623	1934 (2020)	1727	2068 (2201)	1829	2199 (2387)	1930 (19.59)	2329 (2576)	2031 (2117)	2457 (2770)	2131 (2279)
$Kh = 0.6$ (%) 突出長 $h(m)$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a	0.65		0.74		0.83		0.92		1.01		1.08		1.17		1.76	
杭頭水平変位 δ_t	1.188	0.832	1.355	0.946	1.550	1.082	1.775	1.244	2.033	1.432	2.326	1.649	2.658	1.899	3.030	2.182
仮想地表面変位 δ_j	1.188	0.832	1.251	0.900	1.320	0.970	1.394	1.042	1.470	1.115	1.549	1.189	1.630	1.265	1.713	1.341
弾塑性境界面変位 δ_E	1.188	0.832	1.195	0.870	1.190	0.891	1.175	0.902	1.145	0.897	1.108	0.879	1.050	0.851	1.000	0.812
$\delta_j \times Ka$ 値 (Pu)	7.13 (3.89)	4.99 (3.89)	7.51 (4.41)	5.40 (4.41)	7.92 (4.94)	5.82 (4.94)	8.36 (5.46)	6.25 (5.46)	8.82 (5.89)	6.69 (5.89)	9.29 (6.51)	7.13 (6.51)	9.78 (7.04)	7.59 (7.04)	10.28 (7.56)	8.05 (7.56)
$\delta_E \times Ka$ 値 (Pu)	7.13 (3.89)	4.99 (3.89)	7.17 (4.68)	5.22 (4.68)	7.14 (5.46)	5.35 (5.46)	7.05 (6.26)	5.41 (6.26)	6.87 (9.04)	5.38 (7.04)	6.65 (7.83)	5.27 (7.83)	6.30 (8.61)	5.11 (8.61)	6.00 (9.41)	4.87 (9.41)
杭頭曲げモーメント Mt	18.699	24.295	24.640	28.715	30.318	33.018	35.798	37.234	41.126	41.385	46.333	45.484	51.444	49.541	56.476	53.566
地中部Maxモーメント Mm	-13.635 (-23.913)	-8.450 (-20.360)	-14.996 (-29.968)	-9.513 (-25.515)	-16.600 (-36.562)	-10.779 (-31.129)	-18.433 (-43.571)	-12.248 (-37.097)	-20.486 (-50.903)	-13.917 (-43.339)	-22.740 (-58.486)	-15.776 (-49.796)	-25.183 (-66.268)	-17.814 (-56.421)	-27.799 (-74.209)	-20.016 (-63.182)
Mmの生じる深さ ℓ_m	4.63 (3.27)	5.60 (3.27)	4.87 (3.33)	5.72 (3.33)	5.11 (3.48)	5.84 (3.48)	5.35 (3.70)	5.98 (3.70)	5.61 (3.97)	6.15 (3.97)	5.88 (4.28)	6.34 (4.28)	6.17 (4.62)	6.56 (4.62)	6.47 (4.99)	6.81 (4.99)
杭体応力度 σ_s	1277 (1398)	1238	1431 (1554)	1349	1578 (1723)	1457	1720 (1901)	1563	1858 (2085)	1667 (1712)	1993 (2275)	1770 (1870)	2126 (2470)	1837 (2032)	2256 (2668)	1974 (2197)
$Kh = 0.9$ (%) 突出長 $h(m)$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a	0.58		0.66		0.74		0.80		0.88		0.96		1.04		1.12	
杭頭水平変位 δ_t	0.932	0.637	1.079	0.734	1.251	0.852	1.451	0.993	1.682	1.159	1.947	1.353	2.247	1.577	2.586	1.833
仮想地表面変位 δ_j	0.932	0.637	0.979	0.690	1.032	0.745	1.089	0.803	1.149	0.862	1.212	0.922	1.277	0.983	1.344	1.045
弾塑性境界面変位 δ_E	0.932	0.637	0.925	0.662	0.912	0.674	0.890	0.677	0.855	0.665	0.817	0.645	0.769	0.684	0.713	0.578
$\delta_j \times Ka$ 値 (Pu)	8.39 (5.18)	5.73 (5.18)	8.81 (5.88)	6.21 (5.88)	9.29 (6.58)	6.71 (6.58)	9.80 (7.28)	7.23 (7.28)	10.34(7.98)	7.76 (7.98)	10.91(8.68)	8.30 (8.68)	11.49(9.38)	8.85 (9.38)	12.10(10.08)	9.41(10.08)
$\delta_E \times Ka$ 値 (Pu)	8.39 (5.18)	5.73 (5.18)	8.33 (6.24)	5.96 (6.24)	8.21 (7.28)	6.07 (7.28)	8.01 (8.34)	6.09 (8.34)	7.70(9.38)	5.99 (9.38)	7.53(10.44)	5.81(10.44)	6.92(11.48)	6.16(11.48)	6.42(12.54)	5.20(12.54)
杭頭曲げモーメント Mt	13.718	20.649	19.935	25.193	25.816	29.586	31.450	33.869	36.896	38.071	42.197	42.209	47.383	46.300	52.475	50.350
地中部Maxモーメント Mm	-13.794 (-21.608)	-8.057 (-18.397)	-15.143 (-27.693)	-9.151 (-23.579)	-16.771 (-34.360)	-10.469 (-29.254)	-18.656 (-41.463)	-12.008 (-35.302)	-20.776 (-48.895)	-13.761 (-41.630)	-23.112 (-56.579)	-15.716 (-48.172)	-25.644 (-64.458)	-17.857 (-54.880)	-28.353 (-72.490)	-20.166 (-61.718)
Mmの生じる深さ ℓ_m	3.91 (2.96)	4.90 (2.96)	4.19 (3.02)	5.04 (3.02)	4.47 (3.18)	5.19 (3.18)	4.75 (3.41)	5.35 (3.41)	5.03 (3.70)	5.55 (3.70)	5.33 (4.03)	6.77 (4.03)	5.65 (4.39)	6.01 (4.39)	5.98 (4.77)	6.29 (4.77)
杭体応力度 σ_s	1148 (1331)	1146	1309 (1489)	1260	1462 (1660)	1371	1608 (1840)	1478 (1512)	1749 (2027)	1584 (1667)	1886 (2220)	1688 (1826)	2021 (2417)	1791 (1990)	2153 (2617)	1893 (2156)

橋軸方向 直角方向

() 杭頭ヒンジの場合

$K_R = 100,000 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$

 表-5-8 仮想突出長を考慮した場合の計算結果への影響 ($K_R = 100,000 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ の場合)

$Kh = 0.3$ (%) 突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a	0.86 cm		0.98		1.10		1.21		1.33		1.45		1.56		1.68	
杭頭水平変位 δ_t	1.887	1.399	2.119	1.568	2.385	1.765	2.688	1.992	3.031	2.252	3.416	2.547	3.845	2.879	4.322	3.251
仮想地表面変位 δ_j	1.887	1.399	1.994	1.503	2.105	1.608	2.220	1.715	2.336	1.822	2.455	1.931	2.576	2.040	2.698	2.150
弾塑性境界面変位 δ_E	1.887	1.399	1.925	1.462	1.942	1.503	1.944	1.528	1.926	1.533	1.891	1.520	1.843	1.493	1.777	1.266
$\delta_j \times Kh$ 値 (Pu)	5.66 (2.59)	4.20 (2.59)	5.98 (2.94)	4.51 (2.94)	6.32 (3.29)	4.82 (3.29)	6.66 (3.64)	5.15 (3.64)	7.01 (3.99)	5.47 (3.99)	7.37 (4.34)	5.79 (4.34)	7.73 (4.69)	6.12 (4.69)	8.09 (5.04)	6.45 (5.04)
$\delta_E \times Kh$ 値 (Pu)	5.66 (2.59)	4.20 (2.59)	5.78 (3.12)	4.39 (3.12)	5.83 (3.64)	4.51 (3.64)	5.83 (4.17)	4.58 (4.17)	5.78 (4.59)	4.60 (4.69)	5.67 (5.22)	4.56 (5.22)	5.53 (5.74)	4.48 (5.74)	5.33 (6.27)	3.80 (6.27)
杭頭曲げモーメント Mt	25.910	28.896	31.266	33.051	36.492	37.151	41.614	41.207	46.653	45.230	51.624	49.224	56.538	53.195	61.405	57.147
地中部Maxモーメント Mm	-14.667	-10.047	-16.157	-11.192	-17.845	-12.512	-19.725	-14.007	-21.791	-15.674	-24.035	-17.507	-26.444	-19.497	-29.009	-21.633
Mmの生じる深さ ℓ_m	5.85	6.66	6.02	6.74	6.20	6.84	6.39	6.96	6.60	7.10	6.83	7.27	7.08	7.46	7.34	7.68
杭体応力度 σ_s	1464	1353	1603	1458	1738	1561	1871	1663	2002	1764	2131	1865	2258	1964	2384	2064
$Kh = 0.6$ (%) 突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a	0.65		0.74		0.83		0.92		1.01		1.08		1.17		1.26	
杭頭水平変位 δ_t	1.221	0.876	1.404	1.006	1.618	1.159	1.864	1.339	2.145	1.548	2.464	1.789	2.823	2.063	3.226	2.373
仮想地表面変位 δ_j	1.221	0.876	1.290	0.947	1.364	1.020	1.441	1.094	1.521	1.168	1.603	1.244	1.686	1.320	1.771	1.397
弾塑性境界面変位 δ_E	1.221	0.876	1.229	0.912	1.224	0.931	1.208	0.937	1.175	0.927	1.135	0.906	1.084	0.875	1.020	0.831
$\delta_j \times Kh$ 値 (Pu)	7.33 (3.89)	5.26 (3.89)	7.74 (4.41)	5.68 (4.41)	8.18 (4.94)	6.12 (4.94)	8.65 (5.46)	6.56 (5.46)	9.13 (5.81)	7.01 (5.89)	9.62 (6.51)	7.46 (6.51)	10.12(7.04)	7.92 (7.04)	10.63(7.56)	8.38 (7.56)
$\delta_E \times Kh$ 値 (Pu)	7.33 (3.89)	5.26 (3.89)	7.37 (4.68)	5.47 (4.68)	7.34 (5.46)	5.59 (5.46)	7.25 (6.26)	5.62 (6.26)	7.05 (7.04)	5.56 (7.04)	6.81 (7.83)	5.44 (7.83)	6.50(8.61)	5.25 (8.61)	6.12(9.41)	4.99 (9.41)
杭頭曲げモーメント Mt	17.180	22.222	22.820	26.498	28.265	30.690	33.561	34.819	38.739	38.899	43.823	42.939	48.830	46.949	53.776	50.932
地中部Maxモーメント Mm	-14.320	-9.131	-15.887	-10.352	-17.685	-11.779	-19.704	-13.407	-21.929	-15.230	-24.346	-17.235	26.939	19.409	-29.693	-21.735
Mmの生じる深さ ℓ_m	4.49	5.35	4.72	5.46	4.95	5.59	5.20	5.74	5.46	5.92	5.74	6.14	6.03	6.37	6.35	6.64
杭体応力度 σ_s	1238	1186	1384	1293	1525	1399	1662	1502	1797	1605	1928	1706	2058	1807	2186	1907
$Kh = 0.9$ (%) 突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a	0.58		0.66		0.74		0.80		0.88		0.96		1.04		1.12	
杭頭水平変位 δ_t	0.953	0.670	1.115	0.782	1.304	0.915	1.523	1.073	1.775	1.259	2.063	1.474	2.390	1.721	2.757	2.002
仮想地表面変位 δ_j	0.953	0.670	1.007	0.727	1.064	0.785	1.125	0.844	1.189	0.905	1.254	0.966	1.321	1.028	1.389	1.090
弾塑性境界面変位 δ_E	0.953	0.670	0.950	0.694	0.937	0.705	0.914	0.703	0.876	0.688	0.836	0.665	0.787	0.633	0.735	0.591
$\delta_j \times Kh$ 値 (Pu)	8.58 (5.18)	6.03 (5.18)	9.06 (5.88)	6.54 (5.88)	9.58 (6.58)	7.07 (6.58)	10.13(7.28)	7.60 (7.28)	10.70(7.98)	8.15 (7.98)	11.29(8.68)	8.69 (8.68)	11.89(9.38)	9.25 (9.38)	12.50(10.08)	9.81(10.08)
$\delta_E \times Kh$ 値 (Pu)	8.58 (5.18)	6.03 (5.18)	8.55 (6.24)	6.25 (6.24)	8.43 (7.28)	6.35 (7.28)	8.23(8.34)	6.33 (8.37)	7.88(9.38)	6.19 (9.38)	7.52(10.44)	5.99(10.44)	7.08(11.48)	5.70(11.48)	6.62(12.54)	5.32(12.54)
杭頭曲げモーメント Mt	12.507	18.724	18.347	23.087	23.943	27.343	29.355	31.521	34.624	35.639	59.781	39.710	44.848	43.744	49.842	47.747
地中部Maxモーメント Mm	-14.392	- 8.734	-15.986	-10.004	-17.838	-11.498	-19.928	-13.210	-22.237	-15.128	-24.747	-17.236	-27.437	-19.517	-30.290	-21.952
Mmの生じる深さ ℓ_m	3.81	4.67	4.07	4.80	4.34	4.96	4.61	5.14	4.90	5.35	5.21	5.58	5.53	5.85	5.87	6.14
杭体応力度 σ_s	1160	1098	1268	1207	1413	1314	1553	1419	1690	1523	1824	1625	1955	1727	2084	1827

$K_R = 10,000 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$

 表-5-9 仮想突出長を考慮した場合の計算結果への影響 ($K_R = 10,000 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ の場合)

$K_h = 0.3$ (%)	突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a		0.86 cm		0.98		1.10		1.21		1.33		1.45		1.56		1.68	
杭頭水平変位 δ_t		2.190	1.747	2.541	2.025	2.944	2.347	3.403	2.715	3.920	3.132	4.499	3.600	5.142	4.122	5.851	4.700
仮想地表面変位 δ_j		2.190	1.747	2.342	1.880	2.492	2.011	2.641	2.141	2.788	2.269	2.934	2.396	3.079	2.523	3.223	2.648
弾塑性境界面変位 δ_E		2.190	1.747	2.239	1.803	2.258	1.832	2.251	1.838	2.213	1.818	2.162	1.784	2.092	1.517	1.999	1.662
$\delta_j \times K_h$ 値 (Pu)		6.57 (2.59)	5.24 (2.59)	7.03 (2.94)	5.64 (2.94)	7.48 (3.29)	6.03 (3.09)	7.92 (3.64)	6.42 (3.64)	8.36 (3.99)	6.81 (3.99)	8.80 (4.34)	7.19 (4.34)	9.24 (4.69)	7.57 (4.69)	9.67 (5.04)	7.94 (5.04)
$\delta_E \times K_h$ 値 (Pu)		6.57 (2.59)	5.24 (2.59)	6.72 (3.12)	5.41 (3.12)	6.77 (3.64)	5.50 (3.64)	6.75 (4.17)	5.51 (4.17)	6.64 (4.69)	5.45 (4.69)	6.49 (5.22)	5.35 (5.22)	6.28 (5.74)	4.55 (5.74)	6.00 (6.27)	4.99 (6.27)
杭頭曲げモーメント Mt		15.883	17.421	19.774	20.603	23.720	23.844	27.714	27.137	31.749	30.475	35.821	33.852	39.925	37.264	44.058	40.706
地中部Maxモーメント Mm		-19.232	-14.487	-21.894	-16.627	-24.753	-18.958	-27.785	-21.456	-30.968	-24.102	-34.285	-26.876	-37.717	-29.762	-41.250	-32.744
Mmの生じる深さ ℓ_m		4.96	5.35	5.09	5.42	5.25	5.54	5.45	5.70	5.69	5.90	5.95	6.14	6.24	6.41	6.55	6.70
杭体応力度 σ_s		1281	1065	1354	1145	1431	1226	1512	1309	1615	1393	1721	1478	1827	1564	1935	1650
$K_h = 0.6$ (%)	突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a		0.65		0.74		0.83		0.92		1.01		1.08		1.17		1.26	
杭頭水平変位 δ_t		1.376	1.083	1.649	1.297	1.970	1.551	2.342	1.848	2.768	2.189	3.251	2.578	3.793	3.015	4.398	3.506
仮想地表面変位 δ_j		1.376	1.083	1.485	1.180	1.593	1.275	1.700	1.368	1.806	1.461	1.910	1.552	2.014	1.642	2.117	1.732
弾塑性境界面変位 δ_E		1.376	1.083	1.402	1.118	1.405	1.132	1.385	1.125	1.339	1.096	1.288	1.060	1.222	1.010	1.138	0.945
$\delta_j \times K_h$ 値 (Pu)		8.26 (3.89)	6.50 (3.89)	8.91 (4.41)	7.08 (4.41)	9.56 (4.94)	7.65 (4.94)	10.20 (5.46)	8.21 (5.46)	10.84 (5.89)	8.77 (5.89)	11.46 (6.51)	9.31 (6.51)	12.08 (7.04)	9.85 (7.04)	12.70 (7.56)	10.39 (7.56)
$\delta_E \times K_h$ 値 (Pu)		8.26 (3.89)	6.50 (3.89)	8.41 (4.68)	6.71 (4.68)	8.43 (5.46)	6.79 (5.46)	8.31 (6.26)	6.75 (6.26)	8.03 (7.04)	6.58 (7.04)	7.73 (7.83)	6.36 (7.83)	7.33 (8.61)	6.06 (8.61)	6.83 (9.41)	5.67 (9.41)
杭頭曲げモーメント Mt		9.925	12.570	13.709	15.634	17.564	18.775	21.479	21.983	25.446	25.247	29.458	28.560	33.510	31.915	37.597	35.308
地中部Maxモーメント Mm		-17.981	-13.171	-20.916	-15.525	-24.064	-18.093	-27.389	-20.843	-30.864	-23.744	-34.464	-26.771	-38.169	-29.902	-41.961	-33.120
Mmの生じる深さ ℓ_m		3.91	4.29	4.06	4.38	4.26	4.53	4.50	4.72	4.77	4.97	5.08	5.24	5.41	5.55	5.75	5.87
杭体応力度 σ_s		1237	956	1315	1020	1398	1099	1486	1179	1578	1262	1672	1345	1769	1429	1868	1515
$K_h = 0.9$ (%)	突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a		0.58		0.66		0.74		0.80		0.88		0.96		1.04		1.12	
杭頭水平変位 δ_t		1.050	0.820	1.287	1.004	1.568	1.226	1.899	1.488	2.282	1.792	2.718	2.143	3.213	2.540	3.767	2.989
仮想地表面変位 δ_j		1.050	0.820	1.141	0.900	1.230	0.979	1.318	1.056	1.405	1.132	1.491	1.207	1.576	1.282	1.661	1.355
弾塑性境界面変位 δ_E		1.050	0.820	1.067	0.846	1.064	0.853	1.039	0.842	0.993	0.811	0.950	0.775	0.882	0.728	0.805	0.705
$\delta_j \times K_h$ 値 (Pu)		9.45 (5.18)	7.38 (5.18)	10.27 (5.88)	8.10 (5.88)	11.07 (6.58)	8.81 (6.58)	11.86 (7.28)	9.50 (7.28)	12.65 (7.98)	10.19 (7.98)	13.42 (8.68)	10.86 (8.68)	14.18 (9.38)	11.54 (9.38)	14.95 (10.08)	12.20 (10.08)
$\delta_E \times K_h$ 値 (Pu)		9.45 (5.18)	7.38 (5.18)	9.60 (6.24)	7.61 (6.24)	9.58 (7.28)	7.68 (7.28)	9.35 (8.34)	7.58 (8.34)	8.94 (9.38)	7.30 (9.38)	8.55 (10.44)	6.98 (10.44)	7.94 (11.48)	6.55 (11.48)	7.25 (12.54)	6.35 (12.54)
杭頭曲げモーメント Mt		6.968	10.183	10.685	13.174	14.483	16.254	18.351	19.409	22.277	22.629	26.253	25.903	30.274	29.225	34.333	32.588
地中部Maxモーメント Mm		-17.366	-12.489	-20.472	-14.977	-23.795	-17.694	-27.296	-20.597	-30.941	-23.650	-34.703	-26.824	-38.561	-30.095	-42.497	-33.445
Mmの生じる深さ ℓ_m		3.39	3.76	3.56	3.87	3.78	4.03	4.04	4.25	4.34	4.51	4.66	4.81	5.01	5.14	5.38	5.49
杭体応力度 σ_s		1214	936	1296	1000	1384	1069	1476	1142	1571	1220	1669	1299	1769	1382	1872	1466

$K_R = 1,000 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$

 表-5-10 仮想突出長を考慮した場合の計算結果への影響 ($K_R = 1,000 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{rad}$ の場合)

$K_h = 0.3$ (%)	突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a		0.86 cm		0.98		1.10		1.21		1.33		1.45		1.56		1.68	
杭頭水平変位 δ_t		2.573	2.168	3.111	2.623	3.751	3.162	4.499	3.794	5.363	4.524	6.349	5.358	7.466	6.302	8.720	7.363
仮想地表面変位 δ_j		2.573	2.168	2.813	2.373	3.051	2.576	3.287	2.777	3.520	2.976	3.752	3.173	3.981	3.369	4.209	3.563
弾塑性境界面変位 δ_E		2.573	2.168	2.665	2.249	2.716	2.294	2.721	2.301	2.679	2.268	2.625	2.223	2.538	2.150	2.417	2.109
$\delta_j \times K_h$ 値 (Pu)		7.72 (2.59)	6.50 (2.59)	8.44 (2.94)	7.12 (2.94)	9.15 (3.29)	7.73 (3.29)	9.86 (3.64)	8.33 (3.64)	10.56(3.99)	8.93 (3.99)	11.26(4.34)	9.52 (4.34)	11.94(4.69)	10.11(4.69)	12.63 (5.04)	10.69 (5.04)
$\delta_E \times K_h$ 値 (Pu)		7.72 (2.59)	6.50 (2.59)	7.99 (3.12)	6.75 (3.12)	8.15 (3.64)	6.88 (3.64)	8.16 (4.17)	6.90 (4.17)	8.04(4.69)	6.80 (4.69)	7.88(5.22)	6.67 (5.22)	7.61(5.74)	6.45(5.74)	7.25 (6.27)	6.33 (6.27)
杭頭曲げモーメントMt		3.262	3.505	4.229	4.322	5.271	5.204	6.385	6.147	7.569	7.15	8.821	8.211	10.138	9.328	11.519	10.499
地中部MaxモーメントMm		-26.375	-22.007	-31.525	-26.354	-37.035	-31.015	-42.827	-35.92	-48.835	-41.019	-55.010	-46.261	-61.311	-51.615	-67.707	-57.052
Mmの生じる深さ ℓ_m		4.08	4.14	4.14	4.19	4.28	4.32	4.48	4.51	4.72	4.75	5.00	5.03	5.32	5.34	5.66	5.67
杭体応力度 σ_s		1413	1144	1535	1246	1666	1356	1803	1472	1946	1592	2092	1716	2242	1842	2394	1971
$K_h = 0.6$ (%)	突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a		0.65		0.74		0.83		0.92		1.01		1.08		1.17		1.26	
杭頭水平変位 δ_t		1.548	1.302	1.943	1.635	2.427	2.043	3.008	2.532	3.692	3.110	4.488	3.783	5.403	4.556	6.444	5.436
仮想地表面変位 δ_j		1.548	1.302	1.720	1.449	1.891	1.594	2.060	1.739	2.275	1.881	2.394	2.023	2.558	2.163	2.721	2.302
弾塑性境界面変位 δ_E		1.548	1.302	1.611	1.357	1.640	1.384	1.626	1.377	1.583	1.339	1.530	1.433	1.451	1.229	1.345	1.139
$\delta_j \times K_h$ 値 (Pu)		9.29 (3.89)	7.81 (3.89)	10.32(4.41)	8.69 (4.41)	11.35(4.94)	9.56 (4.94)	12.36(5.46)	10.43(5.46)	13.37(5.89)	11.29(5.89)	14.36(6.51)	12.14(6.51)	15.35(7.04)	12.98(7.04)	16.33 (7.56)	13.81 (7.56)
$\delta_E \times K_h$ 値 (Pu)		9.29 (3.89)	7.81 (3.89)	9.67(4.68)	8.14 (4.68)	9.84(5.46)	8.30 (5.46)	11.56(6.26)	8.26(6.26)	9.50(7.04)	8.03(7.04)	9.18(7.83)	8.60(7.83)	8.71(8.61)	7.37(8.61)	8.07 (9.41)	6.83 (9.41)
杭頭曲げモーメントMt		1.900	2.352	2.746	3.065	3.670	3.846	4.669	4.691	5.742	5.599	6.886	6.567	8.099	7.595	9.379	8.680
地中部MaxモーメントMm		-22.704	-18.872	-28.036	-23.367	-33.786	-28.229	-39.848	-33.365	-46.139	-38.702	-52.598	-44.187	-59.178	-49.779	-65.843	-55.446
Mmの生じる深さ ℓ_m		3.38	3.43	3.45	3.50	3.61	3.65	3.84	3.86	4.11	4.13	4.42	4.44	4.76	4.78	5.13	5.14
杭体応力度 σ_s		1324	1069	1450	1175	1587	1289	1729	1410	1878	1535	2031	1665	2187	1796	2345	1930
$K_h = 0.9$ (%)	突出長 $h(\text{m})$	0.0		0.5		1.0		1.5		2.0		2.5		3.0		3.5	
仮想地表面での δ_a		0.58		0.66		0.74		0.80		0.88		0.96		1.04		1.12	
杭頭水平変位 δ_t		1.150	0.966	1.480	1.244	1.892	1.591	2.395	2.014	2.995	2.520	3.700	3.116	4.519	3.808	5.458	4.602
仮想地表面変位 δ_j		1.150	0.966	1.291	1.087	1.432	1.207	1.571	1.325	1.709	1.443	1.846	1.559	1.981	1.674	2.115	1.789
弾塑性境界面変位 δ_E		1.150	0.966	1.199	1.010	1.219	1.029	1.205	1.018	1.157	0.978	1.1061	0.936	1.017	0.875	0.937	0.794
$\delta_j \times K_h$ 値 (Pu)		10.35(5.18)	8.69 (5.18)	11.62(5.88)	9.78 (5.88)	12.89(6.58)	10.86(6.58)	14.14 (7.28)	11.93(7.28)	15.38(7.98)	12.99(7.98)	16.61(8.68)	14.03(8.68)	17.83(9.38)	15.07(9.38)	19.03(10.08)	16.10(10.08)
$\delta_E \times K_h$ 値 (Pu)		10.35(5.18)	8.69 (5.18)	10.79(6.24)	9.09 (6.24)	10.97(7.28)	9.26(7.28)	10.85(8.34)	9.16(8.34)	10.41(9.38)	8.80(9.38)	9.95(10.44)	8.42(10.44)	9.15(11.48)	7.88(11.48)	8.76(12.54)	7.15(12.54)
杭頭曲げモーメントMt		1.283	1.831	2.064	2.489	2.925	3.215	3.864	4.008	4.879	4.866	5.966	5.786	7.124	6.766	8.350	8.901
地中部MaxモーメントMm		-20.789	-17.236	-26.224	-21.815	-32.114	-26.794	-38.333	-32.062	-44.785	-37.537	-51.403	-43.158	-58.136	-48.882	-64.949	-60.514
Mmの生じる深さ ℓ_m		3.03	3.08	3.11	3.15	3.28	3.31	3.52	3.55	3.81	3.83	4.14	4.16	4.50	4.51	4.88	5.29
杭体応力度 σ_s		1278	1030	1406	1138	1545	1255	1692	1378	1844	1507	2001	1639	2160	1778	2322	2048

2. The second part of the document addresses the challenges of data management in a rapidly changing environment. It highlights the need for flexible and scalable solutions that can adapt to new technologies and evolving business requirements. The author argues that organizations must invest in training and development to ensure that their staff are equipped with the skills necessary to manage complex data sets effectively. Additionally, the text stresses the importance of regular audits and reviews to identify and address any potential issues or vulnerabilities in the data management process.

5. The fifth and final part of the document provides a summary of the key points discussed and offers some practical recommendations for improving data management practices. It reiterates the importance of accurate record-keeping, flexible data management solutions, the effective use of technology, and strong communication and collaboration. The author concludes by stating that while data management can be a complex task, it is one that is essential for the success of any organization. By following the principles outlined in the document, organizations can ensure that their data is managed effectively and that it provides the insights needed to drive growth and innovation.

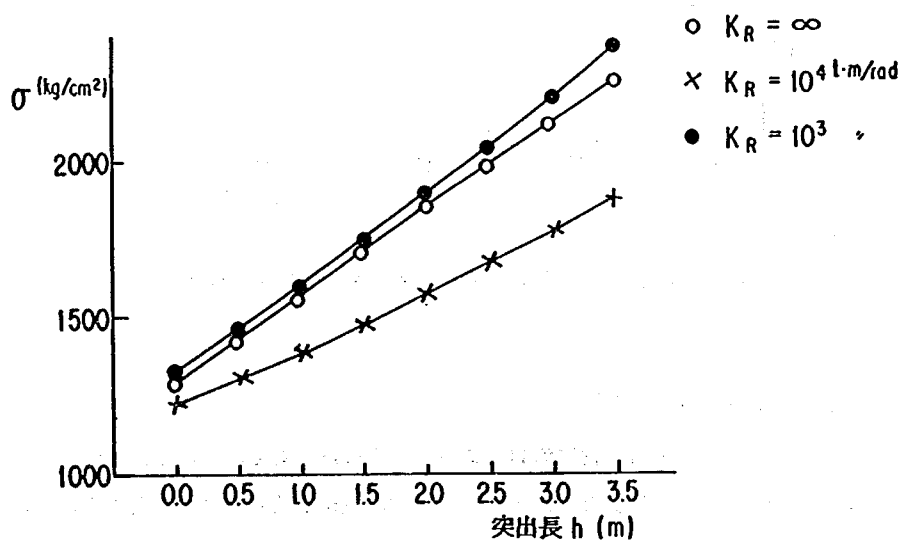
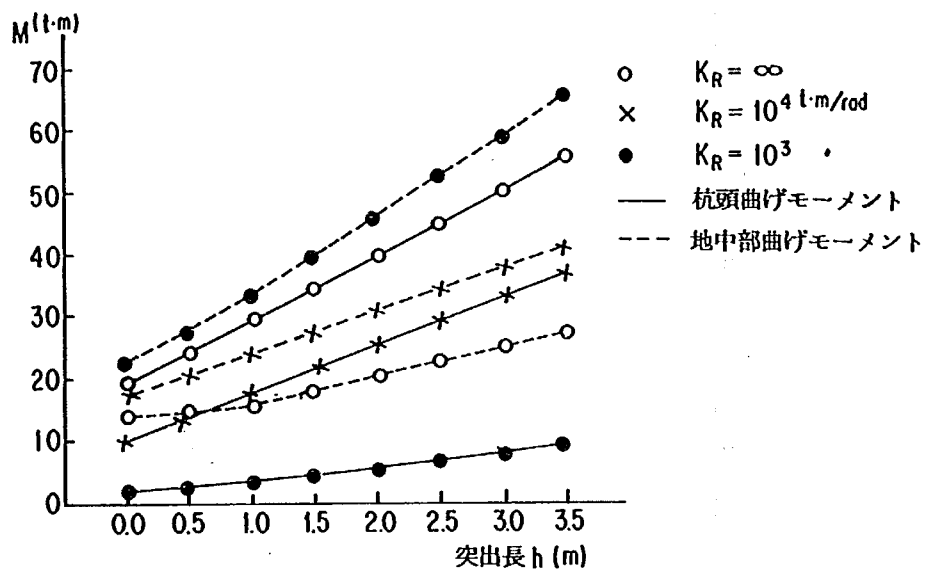


図5-23 突出長と曲げモーメントならびに最大応力度との相関

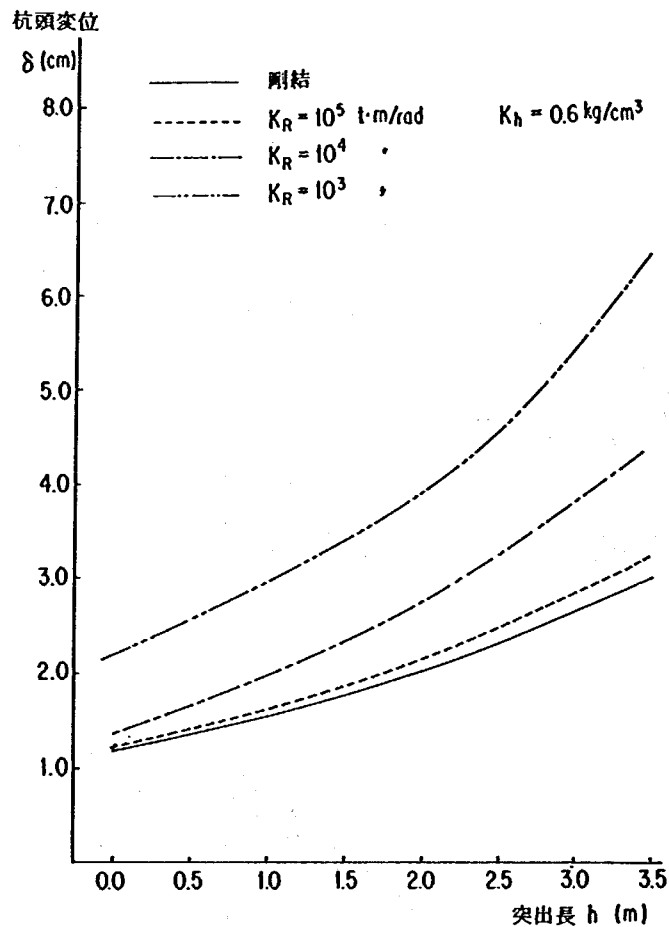


図5-24 突出長と杭頭変位量 (K_R をパラメーターとした場合)

5.6 実用的な設計計算法の提案 ※20

弾塑性設計による杭基礎の設計は非常に繁雑であることが欠点であり、その1、その2における試験においても、その塑性区域の反力の与え方によっては、正確な杭の挙動を捕え得ないこともわかった。したがって解析の適確なことはもちろん、必要であるが実用的な計算法でないとい意義が半減する。

その点、仮想突出長を考慮した計算法は簡易計算でありながら、杭の挙動について適確な捕え方をしており、弾塑性を基本にしなから、あくまで弾性計算である。

現在の杭基礎の設計は基準変位量を δ_a とすれば、杭軸直角方向基準支持力 H_a を次式で求め、外力 H をこの H_a で除して、杭の所要本数を定めて精密な計算に入っている。(図3-1参照)

$$\text{地中に埋込まれた杭} \quad H_a = \frac{K_h \cdot D}{\beta} \cdot \delta_a \quad \dots\dots\dots (5-16)$$

$$\text{地上に突出している杭} \quad H_a = \frac{4EI \cdot \beta^3}{1 + \beta \cdot h} \cdot \delta_a \quad \dots\dots\dots (5-17)$$

ここに

H_a : 基準変位量から逆算した杭軸直角方向基準支持力

K_h : 横方向地盤反力係数

D : 杭径

EI : 杭の曲げ剛性

$$\beta : \beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4EI}}$$

δ_a : 基準変位量

H_a の算出の仕方で明らかのように突出長の有無は計算法に基本的な変更を与えない。筆者の仮想突出長を考慮した計算法においては、上述の H_a として次のように修正して用いるだけでよい。

$$\text{地中に埋込まれた杭} \quad H_a = \frac{4\beta^3 \cdot EI (K_R + \beta \cdot EI)}{K_R + 2\beta \cdot EI} \cdot \delta_a \quad \dots\dots\dots (5-18)$$

$$\text{地上に突出している杭} \quad H_a = \frac{4\beta^3 \cdot EI \left\{ \beta \cdot EI + (1 + \beta \cdot h) K_R \right\}}{(1 + \beta \cdot h) \left\{ 2\beta \cdot EI + (1 + \beta \cdot h) K_R \right\}} \cdot \delta_a \quad \dots\dots\dots (5-19)$$

ここに

K_R : 杭頭回転バネ定数

δ_a : 弾性許容変位量（仮想地表面における変位量）

筆者の仮想突出長を考慮した計算法においては大きく小なり、地上に突出している杭の H_a を使用するが多いが、耐震上の配慮などから水平変位量を小さくしたい場合には、フーチングを少し深く地盤中に設ければ合理的に突出長を零にすることができる。筆者は日頃、フーチングの埋込み深さの効用について何か定量的な算定が必要であると考えているが、この仮想突出長の考え方を応用すると、フーチングの埋込み深さの効用を定量的に説明することができる。

したがって、設計は次の順序にしたがって行なわれる。

- a) 極限地盤反力度（受働土圧）と K_h を土質試験などから定めると、深さ h の仮想地表面とその対応する弾性許容変位量 δ_a が定まる。この変位量は基礎自体の剛性から定まる値と考えることができる。
- b) a) により δ_a と h の組合せが定まるので、杭種や杭径、あるいはフーチングの断面寸法を考慮して式（5-19）より、最も有効と考えられる δ_a と h を定める。

c) 杭基礎の全体計算においては突出長 h と杭頭回転バネ定数を考慮した、杭軸直角方向バネ定数 K_1^* , K_2^* , K_3^* , および K_4^* を使用して精密計算を行なう。

d) 精密計算の結果、一般に杭の水平変位量は当初設定した弾性許容変位量より大きくなるが、この仮想突出長の考え方では、実際の弾塑性境界面の深さ ℓ_p の $\frac{2}{3}$ を仮想突出長として、計算の出発は $\frac{2}{3} \ell_p$ の深さにおける弾性許容変位量から行なっている。

したがって、最終結果として、この仮想突出長の根元の変位量が設定変位量を超過するのは問題でなく、それより、さらに仮想突出長の $\frac{1}{2}$ 深い位置での変位量が弾性限界内にあればよく、これは十分に確保される。

6. 結 語

6.1 杭頭とフーチングとの結合部の構造の強度

杭基礎の不連続点である杭頭とフーチングとの結合部の構造については現在、埋込み型と鉄筋定着型がある。施工性および経済性から考慮すると、基本的な形式の変更はないが、今回、施工上「できれば省略したい」杭頭の蓋板の効用とそれに代る中詰コンクリート（杭頭部のみ）の効用に焦点を合せながら、杭頭連結構造部について実験も加えて検討を行なった。その結論を述べると次のようになる。

1) 杭の耐力

フーチングの破壊までの一連の実験過程は、杭頭の蓋板の有無、鋼管の肉厚の差は表2-4、表2-5に示すように影響がない。

2) 鋼管の応力

埋込み型、および鉄筋定着型における各種応力絶対値の最大値を、ひびわれ発生までの50t、および全荷重レベルについて示したのが、表2.6、表2-7であるが、いずれも鋼管内の中詰コンクリートの補剛効果、および鋼管周囲の附着力による応力低減効果が認められる。

3) 杭頭部直上のフーチング支圧応力

モールドケーチによる杭頭直上10cmでのフーチング支圧応力分布をみると、ひびわれ発生前後を通じて、埋込み型、および鉄筋定着型において、蓋板のある供試体の方が蓋板のない供試体より大きな支圧応力が発生している。

これは蓋板のない鋼管では鋼管内外面の附着により軸力がフーチングへ伝達されるのに対し、蓋板のある鋼管では鋼管外面の附着のみにより軸力が伝達されるため、その分だけ鋼管先端部の支圧によってフーチングに多く伝達されるので、この点でも中詰コンクリートの有利性が立証された。

4) アンカー鉄筋の効用

2.6のSC杭の水平載荷試験結果をみると、アンカー鉄筋が有効に働き、アンカー鉄筋の有効被り厚さを10cmとした仮想鉄筋コンクリート柱とした歪の計算値と実測値が割合によく一致している。杭の破壊はこの杭の引張り部が抜け出し、あるいはアンカー鉄筋が抜け出した後に、鋼管の圧縮側で座屈するという形をとっている。

表4-12においては計算モデルは図4-13に示すように引張り側 $f \cdot R_L$ を考えたが、これを図4-12のように零とした場合、とくに影響の大きい埋込み長さ0.6Dのものについて整理したのが表6-1である。

表 6-1 $f \cdot R_L$ の有無による比較表 (4.2 U型)

ケース	作用曲げ モーメント (t・m)	R_0 (t)	σ'_0 (%)	変位 y ($\times 10^{-2}$ cm)	回転角 θ ($\times 10^{-3}$ rad)	計算回転 バネ ($\times 10^{-4}$ t・m/rad)	実測回転 バネ ($\times 10^{-4}$ t・m/rad)
$f \cdot R_L = 0$	8.0	5 8.5	2 4 3.8	2.0 3	1.7 0	0.4 9	1.7 3
$f \cdot R_L = 0.6 R_L$	8.0	3 3.0	1 3 7.5	1.1 5	0.9 5	0.8 4	

つまり、杭の引張り側における摩擦抵抗が有効に働いているわけで、埋込み部杭体が変位によって、この摩擦抵抗が減少することによって（杭の抜け出し）杭体前面の支圧応力が急激に増加し、この反力によって杭体の座屈が起る機構が考えられる。

この摩擦抵抗に相当するものがアンカー鉄筋であるが、鉄筋定着型の破壊もこのアンカー鉄筋の抜け出しから始まる現象を併せ考えると、アンカー鉄筋の重要性が理解できる。

また、アンカー鉄筋は鉛直載荷試験の結果をみると、鉛直圧縮力をかなり分担しており、同じ杭反力に対して、アンカー鉄筋の仮想鉄筋コンクリート杭の径の小さいものの方がフーチングに集中力として働く度合いが大きい。

このように杭頭のアンカー鉄筋は水平荷重に対する照査方法の妥当性が確認されたが、現在、アンカー鉄筋をすり鉢状に押し上げた施工例も多く見掛けるが、これは軸力のほかに曲げモーメントによる応力が附加され、真直ぐ伸ばしたものより耐力の少ないことも確認した。

一方、杭体の周囲のリング鉄筋の効果は、20 cm 以上離れると余り働かず、この鉄筋をできるだけ杭体に近づけて多量に配置するのが有効である。杭頭結合部の耐力を確保するためにこのリング鉄筋の効果と同等な鉄筋の配置を施工上から検討する必要がある。

5) 蓋板の省略

以上の項目の検討により、さらに解析の必要な項目は整理されたが、蓋板は省略して施工上の手間を省き、経済性の観点から、あるいは杭の座屈防止などの効果から考えて、現場において吊り型枠などを利用した中詰コンクリートが推奨される。

6.2 杭頭結合構造における変位

前項で杭頭結合部の強度について述べたが、この項においては杭頭の回転変位も含めて、変位に対する設計計算の面から追跡する。

現在、杭基礎についての計算可能な範囲と、今回の追跡研究による設計計算可能な拡大範囲について分り易く図示すれば、図 6-1 のとおりである。

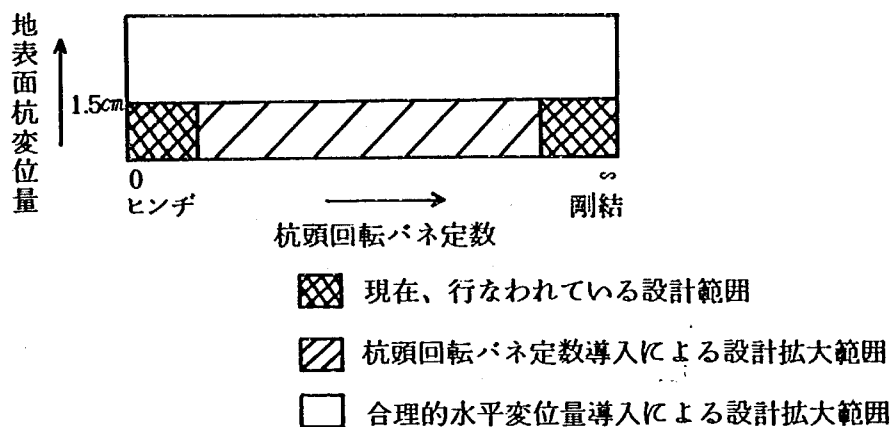


図6-1 杭頭回転バネおよび合理的水平変位量による設計範囲

1) 有限杭頭回転バネ定数導入の利点

完全剛結（杭頭回転バネ定数が ∞ ）を確保することは、現在、行なわれている構造では無理であるし、剛結に近い効果を発揮するために、経済性を犠牲にしてまで高価な構造を工夫するのも問題である。一方、現在の構造は耐久性もあり、杭頭回転バネ定数も力学的にも最も円滑な値である $10^3 \sim 10^5 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$ であることも明らかになった。したがって、この有利性を生かすことのできる設計計算手法を開発する必要がある。

杭頭回転バネ定数が $10^3 \sim 10^5 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$ の範囲は杭に作用する曲げモーメントが最も平均化し、かつ、小さくなるので杭の設計は容易になり、経済的でもあることが明らかになった。

今後、この杭頭回転バネ定数を考慮した計算法が普及すれば、任意の杭頭回転バネ定数を選べる、新しい形式の杭頭連結構造の開発も期待できる。

2) 水平変位量の見直しによる利点（仮想突出長の考え方）

基準変位量を杭基礎の剛性上の観点から、小さい値に制約することは簡易な現行計算の前提によるもので本質的なものでないことが、今回の検討によって確認された。いい換えると、塑性域の影響をできるだけ少なくする条件であるが、杭頭の変位量のみで横方向地盤反力係数を定める方法はやや安易な嫌いがあり、杭の地盤中の曲げモーメントの分布に関心過ぎ、大変位を生ずる領域では危険な設計になる恐れがある。

それに比較して、弾塑性境界面における極限水平地盤反力を横方向地盤反力係数で除した、その深度における杭の弾性許容変位量を定めることは十分に理論的である。

また、その解析に忠実に対応することが繁雑になることは意味がないが、簡便な設計計算法を確立したことは今後の杭基礎の設計に自由度が増したことになる。従来の示方書が杭頭の変位量のみをチェックポイントにしていたのに対し、今回の手法は変位量と曲げモーメントの2つをチ

チェックポイントとしている。ほぼ同じような計算であるが、さらに肌目の細かい方法であるといえる。

大変位量になった場合の理論的な裏付、あるいは変位量を小さくしたい場合のフーチングの設置深さの利点(深くすれば極限水平地盤反力が大きくなるので、突出長を短かくすることができる)がそれである。

また、この計算において横方向地盤反力係数も杭の変位量如何に拘らず、地盤の土質条件のみによって定めることができるのは、設計計算上からいっても、今後の反力係数を研究する上からも利点は非常に大きい。

3) 杭頭回転バネ定数、合理的水平変位量設定による相乗的な効果

水平変位量が大きくなるにつれて変位量は増大し、新しい設計計算手法によらなければ、精度のよい、安全な結果が得られない。一方において、杭頭回転バネ定数も作用荷重の増大とともに、その値が減少する傾向にある。

したがって、杭基礎の微小変位から大変位、そして破壊に至るメカニズムを変位量と杭頭の回転の両方の角度から、忠実に追跡することが可能になったことは、杭基礎の極限耐力まで把握した上で最も経済的、かつ、安全性の高い範囲での実用的な杭基礎設計ができることになる。

附録 1. 杭頭とフーチングの結合部の鉛直押し抜き実験の F E M 軸対称弾性
解析における諸元

§ 1. 使用プログラム

1) 自動要素分割プログラム

機 能

- a) 解析の対象となる形状を三角形要素に分割
- b) 要素 N_e , 節点 N_n , 及び節点座標の計算

2) F E M 軸対称弾性解析プログラム

機 能

- a) 使用要素：要素内一定ひずみの三角形要素
- b) 解 法：直列ブロック消去法（ユニット分割）
- c) 規 模
 - (i) 総要素数 ≤ 800 個
 - (ii) 総節点数 ≤ 500 点
 - (iii) ユニット数 ≤ 30 個
 - (iv) 1 ユニットでの処理元数 ≤ 80 元
- d) 境界条件：座標軸方向のみ処理可能
 - (i) 変位の指定できる節点数 ≤ 40 点
 - (ii) 荷重の指定できる節点数 ≤ 30 点

§ 2. 実験供試体のモデル化……(図 1)

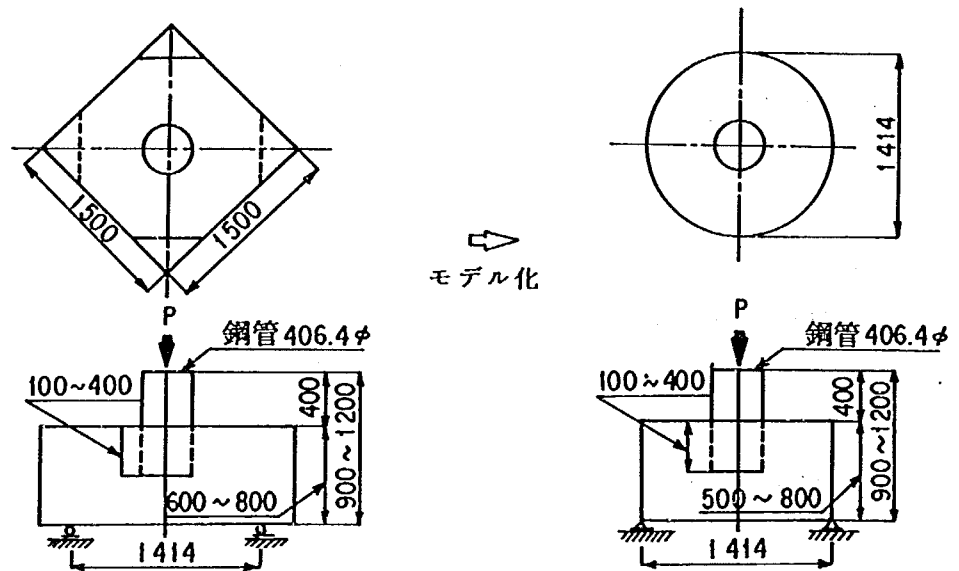


図 1 FEM軸対称弾性解析モデル

§ 3. 定 数

- 鋼管要素 (ヤング係数 = 2.1×10^5 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$, ポアソン比 = 0.3)
- コンクリート要素……実験時の材料試験で求めた値
(ヤング係数 = 2.1×10^5 $\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$, ポアソン比 = 0.169)

§ 4. 解析条件

- a) 要素数……埋込み型 (709 個)
鉄筋定着型 (421 個)
- b) 節点数……埋込み型 (397 点)
鉄筋定着型 (248 点)
- c) 鋼管板厚方向の分割……4分割
- d) 鋼管とコンクリートの境界……連続 (はく離以前を対象)
- e) 支点条件……鉛直方向変位のみ固定
- f) 要素分割……図 2, 図 3

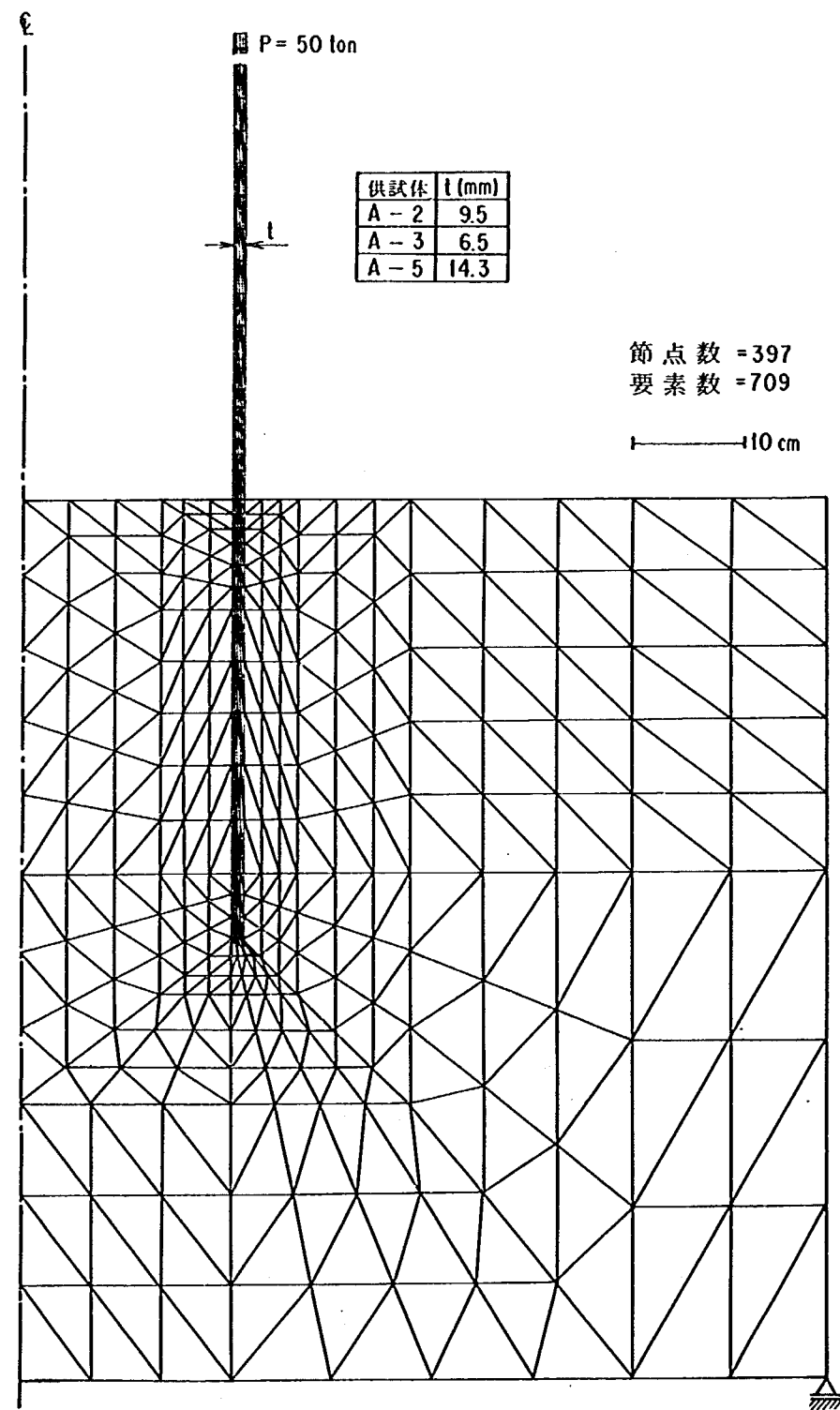


図2. 埋込み型の要素分割

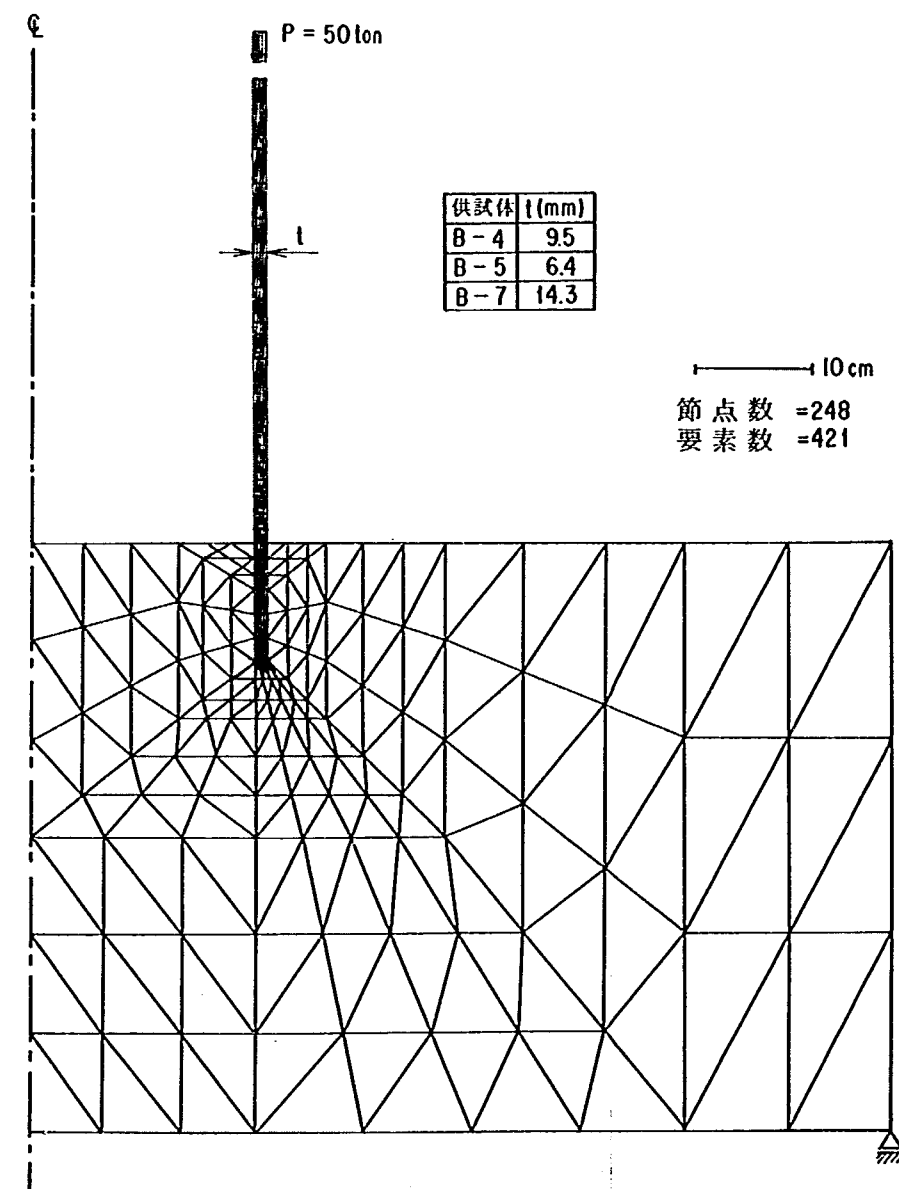


図3. 鉄筋定着型の要素分割

附録 2. 工事費を最小にする杭基礎最適フーチング形状の選定

§ 1. 形状選定の第 1 段階

形状選定の第 1 段階として、次式で示す換算体積、最小形状を選出する。

$$\text{換算体積} = f(\text{杭材料・杭打設, フーチング材料})$$

本式は本体工事部分である杭、およびフーチングに着目したものであり、仮設などの経費までは考慮していない。また、フーチングの平面に対する考慮をしていない。しかし、一般的にフーチングの施工にあたっては締切りを行なう場合が多く、フーチングの平面寸法を小さくすることが望ましい。そこで締切りの要素を何らかの形で換算体積式に加えることが必要である。

換算体積式はフーチングが大きく杭本数が少ない形状、あるいは同一杭本数でフーチングの大きい形状などを選んでしまうことの歯止めとしてフーチング要素を入れている。

このフーチング要素は材料、すなわち、体積であり平面的な条件ではないが、フーチング厚が平面寸法にはほぼ関連して定まるので、体積の最小化を計ることは平面寸法も小さくなることであると考えることができる。附図-1 は計算例から換算体積最小形状を着色で示したものであるが、平面寸法の小さいものを選んでいく傾向がある。

§ 2. 換算体積式

$$\text{換算体積 } C = r \cdot n \cdot V_p + V_f$$

ここに

r : 杭種毎に定まる係数 $= \alpha (1 + \delta)$

n : 杭本数

V_p : 杭 1 本当りの重量または体積

鋼管杭……………鋼重(t) (設計数量の 5 % 増)

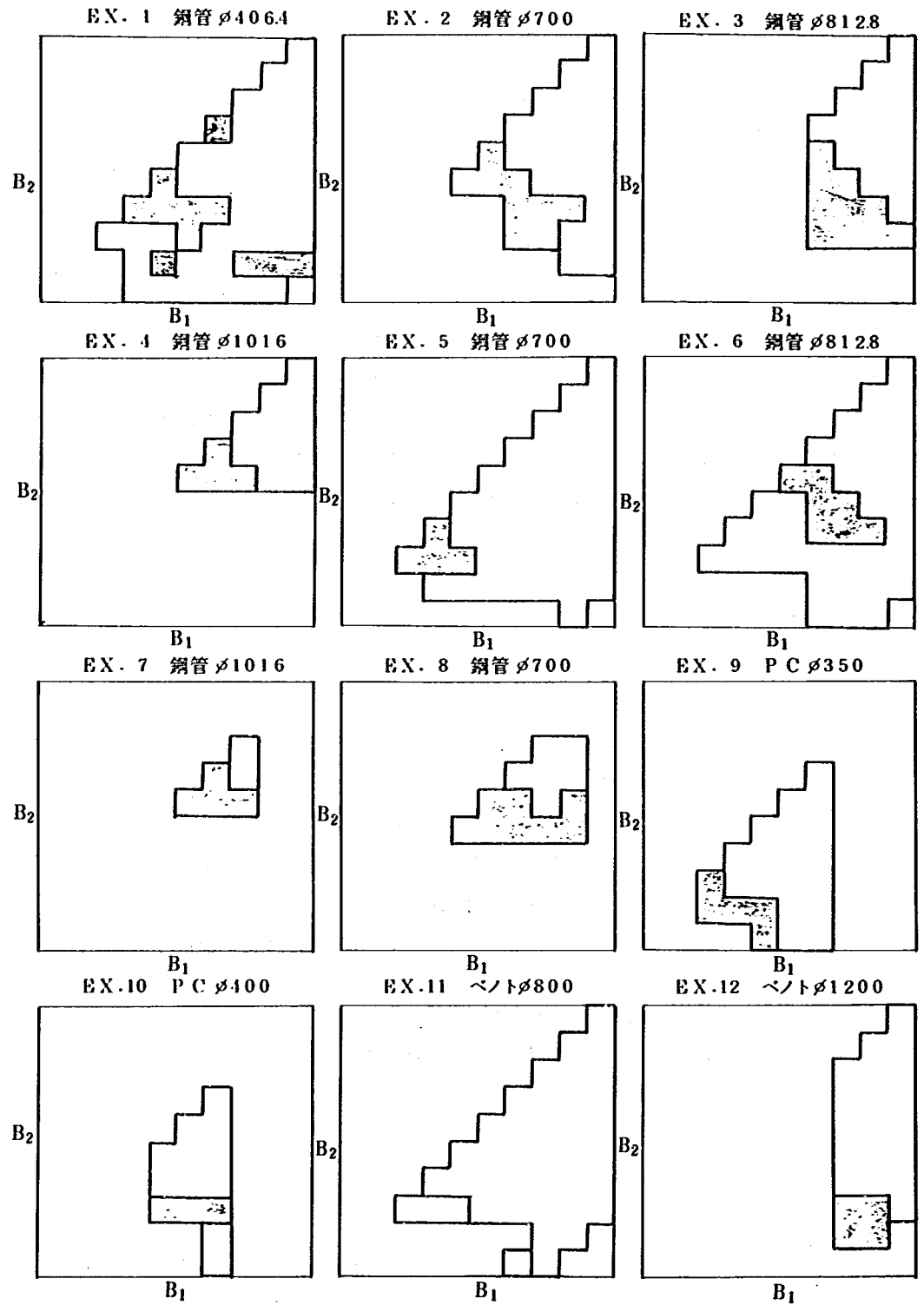
P C 杭……………重さ(t)

場所打ち杭……………コンクリート体積(m³) (設計数量の 5 % 増)

α : $\frac{\text{杭材料費}}{\text{鉄筋コンクリート材料費}}$

δ : 杭材料費に対する施工費の割合

太線内は設計可能下限、着色は換算体積最小（最小値の5%増まで含む）

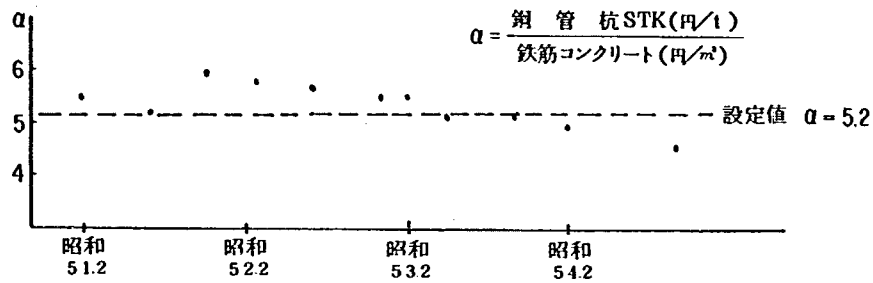


注 B₁ , B₂はフーテング縦横寸法

附図-1

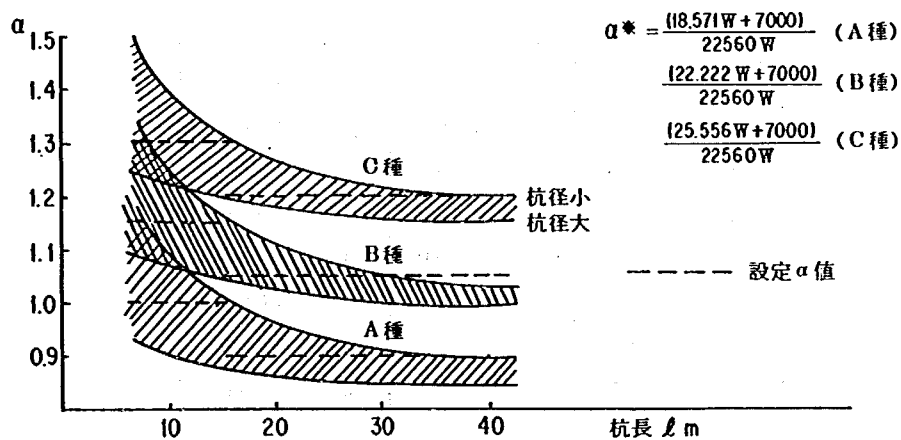
(1) α の変動幅(附図2, 3, 4)

a) 鋼管杭



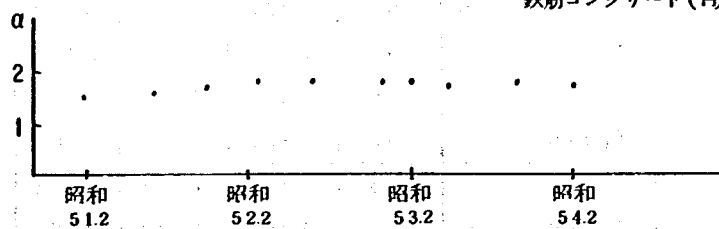
附図-2

b) P C 杭



附図-3

$$\alpha = \frac{\text{PC杭A種} \phi 400 \ell = 7.0 \text{材料費}(\text{円/t})}{\text{鉄筋コンクリート}(\text{円/m}^2)}$$



附図-4

c) 場所打ち杭

$\alpha = 1.0$ とする。

(2) δ の変動幅

各杭種，杭径，杭長に応じて附図－５の変動があるが，

$$\delta = \frac{\epsilon}{(100-\epsilon)}$$

である。

(3) r の 値

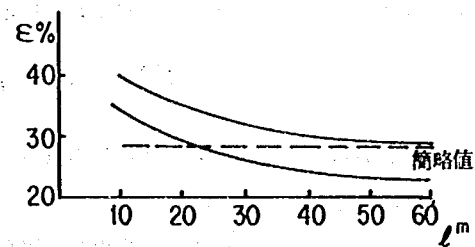
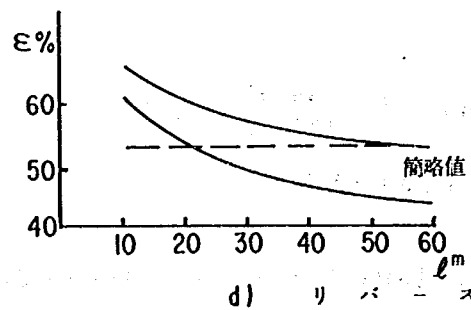
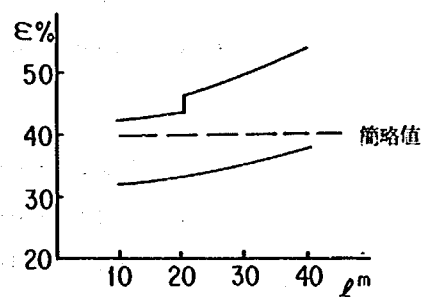
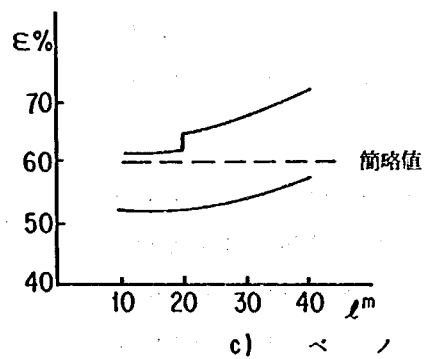
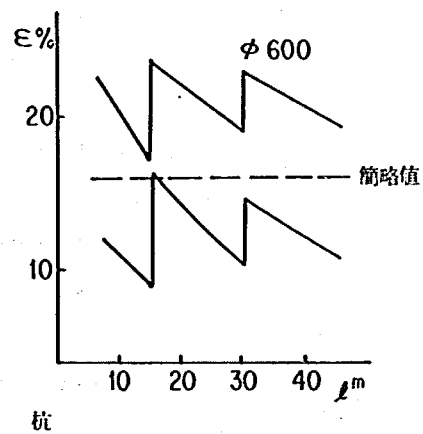
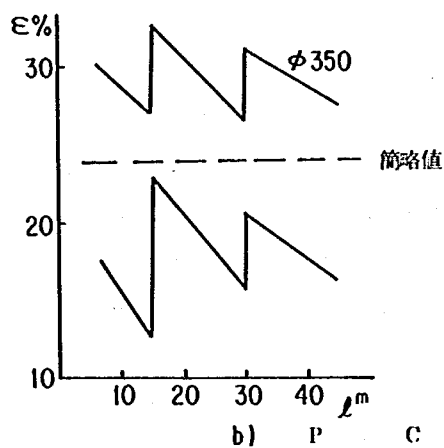
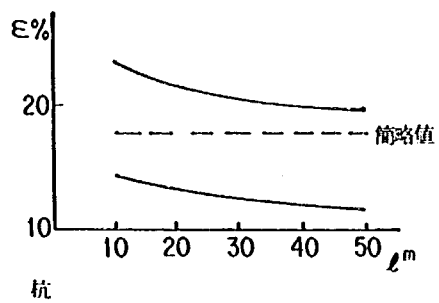
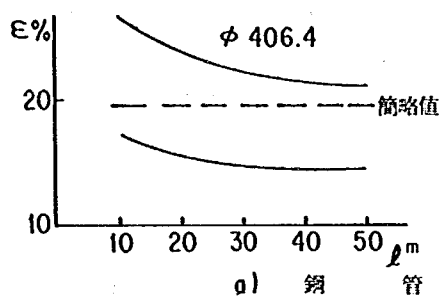
α ， δ より r として附表－１のような r を設定し，それによる変動分の最大，最小値を計算した結果を附表－２に示す。

附表－１ r の 値

鋼管杭	P C 杭	べノト杭	リバース杭
6.5	A種	2.5 (ϕ 800)	2.0 (ϕ 800)
	1.2 ($\ell \leq 15$)	2.2 (900)	1.9 (900)
	1.1 ($\ell > 15$)	2.0 (1000)	1.7 (1000)
	B種	1.8 (1100)	1.6 (1100)
		1.7 (1200)	1.5 (1200)
		1.5 (1300)	1.5 (1300)
		1.4 (1400)	1.4 (1400)
	C種	1.3 (1500)	1.4 (1500)
			1.3 (1600)
			1.3 (1700)
			1.3 (1800)
	1.7 ($\ell \leq 15$)		
	1.6 ($\ell > 15$)		

附表－２ r の変動幅

杭 種	試 験 例	設定 r	r min	r max	r min/ r	r max/ r
鋼管杭	EX 1 ϕ 406.4 ℓ 20	6.5	5.355	7.376	0.824	1.215
	" 2 ϕ 700 "	6.5	5.292	7.842	0.814	1.206
	" 3 ϕ 812.8 "	6.5	5.285	7.838	0.813	1.206
	" 4 ϕ 1016 "	6.5	5.202	7.692	0.800	1.183
P C 杭 (B種)	" 9 ϕ 350 "	1.3	1.275	1.571	0.981	1.208
	" 10 ϕ 400 "	1.3	1.260	1.520	0.969	1.192
べノト杭	" 11 ϕ 800 "	2.5	2.083	2.857	0.832	1.143
	" 12 ϕ 1200 "	1.7	1.492	1.852	0.878	1.089



附図-5 杭表と $\epsilon = \frac{\text{杭施工費}}{\text{杭材料費} + \text{杭施工費}}$ の相関図

α の変動幅は大きいですが、当該設計においては設定した r で最小換算体積に対して(+5%)の範囲のもの(附図-1における着色部)は第1次選定において、すべて採用している。したがって $r_{\min}$, $r_{\max}$ とした場合の実質的な換算体積の移動幅を算定したものを以下に記載する。

(4) 換算体積の移動幅の算定

a) 鋼管杭

実質移動幅

ϕ 406.4	$r_{\min}$	$(0.824 \times 0.768 + 0.232) \times 0.05 = 0.043$
	$r_{\max}$	$(1.215 \times 0.768 + 0.232) \times 0.05 = 0.058$
ϕ 700	$r_{\min}$	$(0.814 \times 0.757 + 0.243) \times 0.05 = 0.043$
	$r_{\max}$	$(1.206 \times 0.757 + 0.243) \times 0.05 = 0.058$
ϕ 812.8	$r_{\min}$	$(0.813 \times 0.770 + 0.230) \times 0.05 = 0.043$
	$r_{\max}$	$(1.206 \times 0.770 + 0.230) \times 0.05 = 0.058$
ϕ 1016	$r_{\min}$	$(0.800 \times 0.698 + 0.302) \times 0.05 = 0.043$
	$r_{\max}$	$(1.183 \times 0.698 + 0.302) \times 0.05 = 0.056$

b) P C 杭

ϕ 350	$r_{\min}$	$(0.981 \times 0.682 + 0.318) \times 0.05 = 0.049$
	$r_{\max}$	$(1.208 \times 0.682 + 0.318) \times 0.05 = 0.057$
ϕ 400	$r_{\min}$	$(0.969 \times 0.639 + 0.361) \times 0.05 = 0.049$
	$r_{\max}$	$(1.192 \times 0.639 + 0.361) \times 0.05 = 0.057$

c) ベノト杭

ϕ 800	$r_{\min}$	$(0.833 \times 0.691 + 0.309) \times 0.05 = 0.044$
	$r_{\max}$	$(1.143 \times 0.691 + 0.309) \times 0.05 = 0.055$
ϕ 1200	$r_{\min}$	$(0.878 \times 0.699 + 0.331) \times 0.05 = 0.047$
	$r_{\max}$	$(1.089 \times 0.699 + 0.331) \times 0.05 = 0.055$

ここで実質移動幅は下記のように求めている。

$$\left(\frac{r_{\min} \text{ または } r_{\max}}{r} \times A + B \right) \times \left(\frac{\text{標準移動幅}}{0.05} \right) = \text{実質移動幅}$$

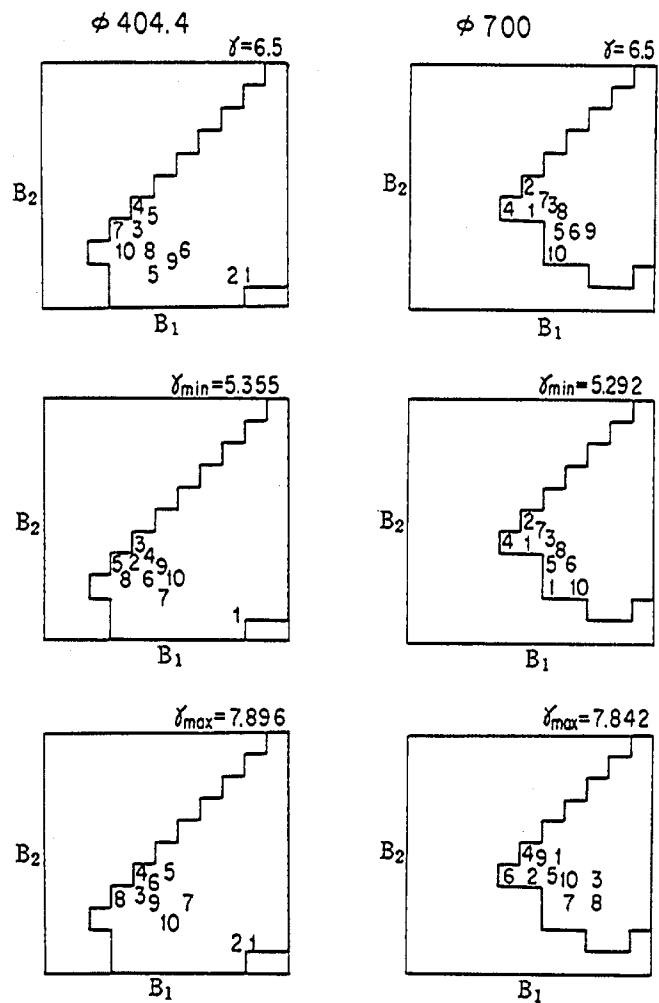
AおよびBは附表1に示した各杭種の設計可能形状(太線内のもの)における $r \cdot n \cdot V_P$ と V_F の比の平均をとったもの。

この結果によれば、 r の変動を考慮した場合、換算体積の実質移動幅は4.3%~5.8%となっており、その影響はわずかである。

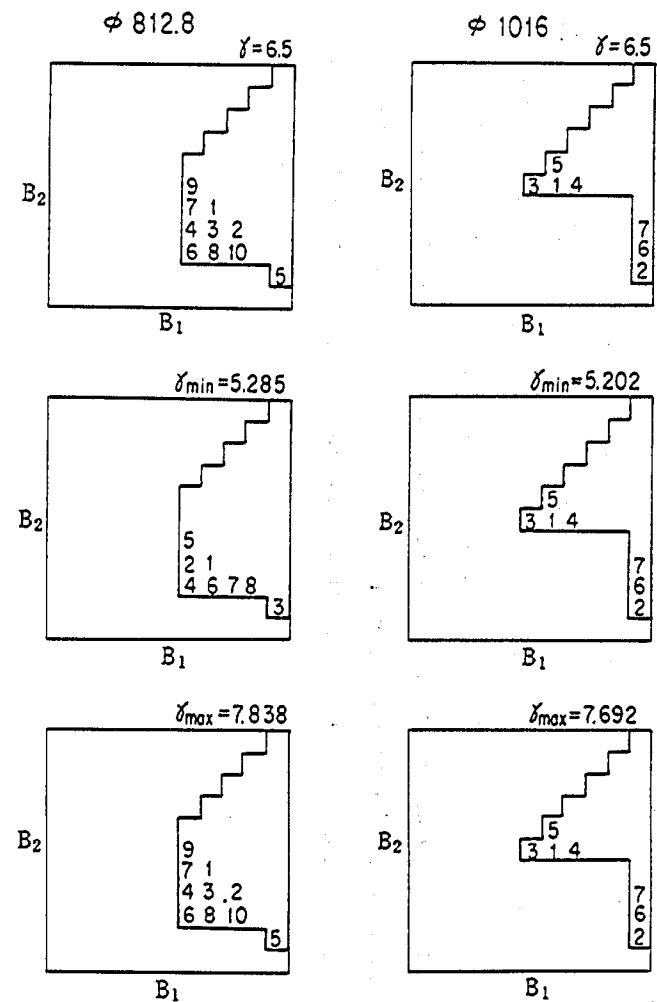
d) 試算例での照査

r_{min} , r_{max} で換算体積を計算し、+5%以内に入る形状を求めたものと、設定 r で計算したものを対比させたものが、附図-6, 7, 8, 9である。図中に番号を入れてあるものが、附図-1の着色に対応するもので、番号は地盤に生ずる応力、あるいは杭体に生ずる応力などが、最もバランスのとれたものになるように第2選定基準によって、定めた推奨順位である。

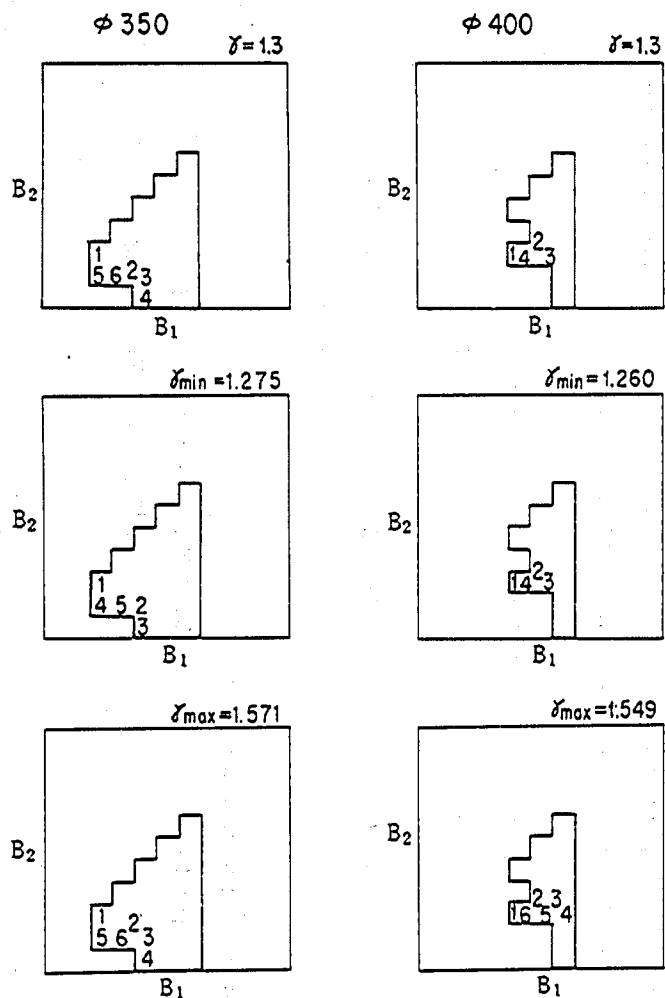
これによれば、 r_{min} では1~2形状が減り、 r_{max} では杭径の小さいもので、2~3形状が増しているが、全体としては選定形状分布はほとんど変わっていない。第2選定基準を考慮しても順位はほとんど変わらない。したがって設定している r で選定しても問題はないものと考えられる。



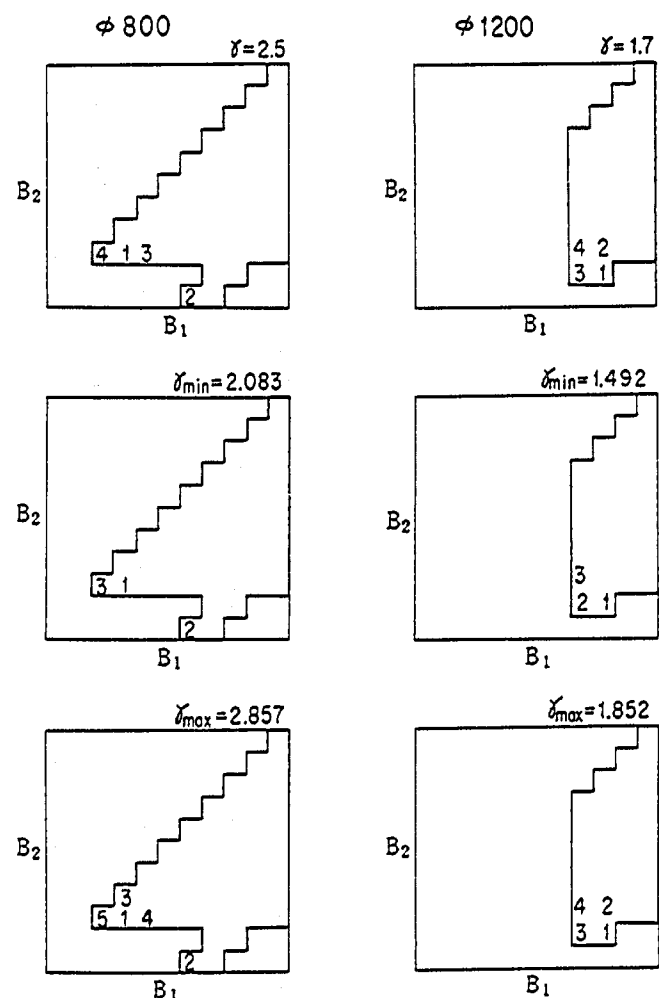
附図-6 γ の変動による鋼管杭（小径）基礎の最適形状選定
（ B_1 ， B_2 はフーテング縦横寸法）



附図-7 γ の変動による鋼管杭（大径）基礎の最適形状選定
（ B_1 ， B_2 はフーテング縦横寸法）



附図-8 γ の変動によるPC杭基礎の最適形状選定
(B_1 , B_2 はフーテング縦横寸法)



附図-9 γ の変動による場所打ち杭基礎の最適形状選定
(B_1 , B_2 はフーテング縦横寸法)

参 考 文 献

1. 道路 「橋梁小史」 1979-6

浅間達雄

2. 基礎工 「最近における既設コンクリート杭とその使用の動向」 昭和49年5月

浅間達雄

3. ROBERT D. CHELLIS, B. S., C. E. Pile Foundations,
McGRAW-HILL BOOK COMPANY, 1961.

4. Investigation of the strength of the connexion between a concrete cap and the embedded end of a steel H-pile, Research Report No 1, State of Ohio, Department of Highways, December 1947.

5. WHITTLE, R. T. and BEATTIE, D. Standard pile caps, Concrete, Vol. 6, No 1, 1972 and Vol. 6, No 2, 1972.

6. WOOD, R. H. and SIMMS, L. G. A tentative design method for the composite action of heavily-loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams. Building Research Establishment Current Paper 26/29 July 1969.

7. 道路 「杭頭部とフーチングの結合部の設計」 1972-7

浅間達雄 足立義雄

8. 第6回土質工学研究発表講演集 「多柱基礎の性状について」 昭和46年6月

浅間達雄 足立義雄 山川朝生

9. 第4回土木研究所研究発表会

「大口径PC杭の施工方法と支持力との関係」 昭和46年12月

浅間達雄 塩井幸武 町野健治

10. 土木技術資料 「杭とフーチングの結合部の剛性」

Vol. 16, No. 10

駒田敬一 足立義雄 亀甲勝信

11. 鋼管コンクリート複合パイル研究会

「SC杭諸実験報告書」 昭和54年2月

12. プレストレスト・コンクリート

「杭頭部の接合に関する実験について」 Vol. 13, No. 6, Dec. 1971

津野和男

13. Winkler, E. : Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit,
(Prag. 1867)

14. Zimmermann, H. Die Berechnung des Eisenbahnoberbanes,
(Berlin, 1882, 2d. ed., Berlin 1930)

15. Chang, Y. L. : Discussion on "Lateral Pile Loading Tests" by
Feagin, Trans.
ASCE Paper No. 1959 (1937)

16. Biot, M. A. : Bending of an Infinite Beam on an Elastic
Foundation, Journal of Applied Mechanics,
Trans. of ASME, 59, (March 1937)

17. 道路 「最近の道路技術(その3)基礎の現況と将来」 昭和46年3月

浅間達雄

18. 山海堂 「改訂, 杭およびケーソン基礎の設計計算例」 昭和53年9月

浅間達雄 津野和男 矢作枢 手塚薫

松原範幸 高野不二夫 足立義雄 共著

19. 土木研究所資料第1607号 「多柱基礎模型載荷試験」 昭和55年7月

浅間達雄 塩井幸武 光家康夫 千野啓次

20. 土木研究所資料第1715号

「杭頭回転バネおよび合理的水平変位量を考慮した杭基礎設計法」 昭和56年8月

浅間達雄 塩井幸武 浅沼秀弥

神長耕二 福井次郎

21. プレストレスト・コンクリート

「鋼管コンクリート杭の設計と杭頭接合部の試験」

Vol. 18, No 1, Feb. 1976

和田克哉

22. 高強度パイル研究会設計分科会

「高強度コンクリート杭とフーチングの結合試験報告書」 昭和50年1月

23. 日本道路公団, 日本コンクリート工業KK

「PC杭頭部とフーチング結合方法試験報告書」 1969

24. 日本住宅公団技術研究報告

「杭頭部の結合方法に関する開発研究」 No 10, 1979

栗原清隆 武井秀達

25. Broms, B. B. : Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils,
Proc. ASCE, Vol. 90, SM2 & SM3 (1964)

26. Broms, B. B. : Design of Lateral Loaded Piles, Proc. ASCE,
Vol. 91, SM3 (1965)

27. 土木技術資料 「仮締切工の設計施工上の問題点」

Vol. 13, No 10, 1971

浅間達雄 塩井幸武

28. 土と基礎 「地盤反力-変位関係の非線形性」

Vol. 25, No 8 (1977)

岸田英明 中井正一

29. 日本建築学会論文報告集

「地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗」 第281号 (1979)

岸田英明 中井正一

30. Harry G. Poulos : Single Pile Response to Cyclic Lateral Load,
ASCE, Vol. 108, No. GT3, March, 1982

31. 土木研究所資料 第849号

「大きな変形を受ける場所打ちコンクリート杭の挙動について」 昭和48年3月

浅間達雄 駒田敬一 足立義雄

山川朝生 他

32. 日本道路公団, 鋼管杭協会

「東京湾横断道路矢板セルを使用する鋼管杭の水平載荷試験報告書」 昭和56年3月

33. Schultze, E. & Menzenbach, E. Standard Penetration Test and
Compressibility of Soil, 5th, ICMFE Vol.1 (1961)

34. 土木研究所資料 第674号

「杭の水平方向地盤反力係数について」 昭和46年3月

浅間達雄 足立義雄 永田哲郎

35. 日本道路公団, (財) 高速道路技術センター

「東北横断自動車道酒田線 地盤沈下性状および短期載荷試験解析」 昭和57年7月