

戦-26 コスト削減に資する道路橋下部構造の合理化に関する研究

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 20

担当チーム：CAESAR 橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一，白戸真大，河野哲也

【要旨】

本研究は、道路橋下部構造のコスト削減が期待できる合理化構造として、斜杭基礎、橋台部ジョイントレス構造（特に、インテグラルアバット橋）、および杭とフーチングとの接合部の設計法について検討するものである。今年度は、橋台部ジョイントレス構造については、橋台背面土（橋梁アプローチ構造）のレベル2地震時の応答より沈下等を考慮した地盤抵抗のモデル化、流動化が生じる場合の作用モデルの提案、地盤抵抗のばらつきが上部構造に与える影響、耐久性に配慮した接合部の構造細目について検討を行った。杭とフーチングの接合部については、模型載荷実験を実施し、縁端距離を縮小し、フーチング寸法を縮減できることを確認した。

キーワード：コスト削減，インテグラルアバット橋，橋梁アプローチ構造，フーチング縁端距離，高強度鉄筋

1. はじめに

次期道路橋示方書の改訂にあたっては、性能規定化を一層推進するとともに、コスト削減が期待できる合理化構造の導入や見なし仕様の充実を図ることが望まれている。下部構造においては、コスト削減が期待できる合理化構造として、大きな水平耐力の確保や水平変位の抑制が期待できる斜杭基礎、橋台部の伸縮装置や支承を省略して建設コストや維持管理コストの縮減が期待できる橋台部ジョイントレス構造（インテグラルアバット）、フーチング寸法の縮小や土留め・掘削数量の低減が期待できる杭とフーチングの縁端距離の縮小化などが考えられる。

しかし、斜杭基礎については、大規模地震時における保有水平耐力や変形性能に関する知見が少なく、レベル2地震時に対する照査における許容塑性率などが十分に整備されていない。また、地盤の圧密沈下が斜杭に及ぼす影響を適切に評価する手法が整備されていない。橋台部ジョイントレス構造については、欧米でインテグラルアバット橋が普及しており、特に、米国では1930年頃に開発され、現在までに約2万橋の実績がある。一方、日本では、10年程前に旧日本道路公団で導入が検討され、現在15橋程度の実績があるが、設計基準が体系的に整備されておらず、現在まで広く普及するに至っていない。杭とフーチングの縁端距離については、すでに首都高速道路(株)およびNEXCOの基準において縮小した場合の検討方法が示されているが、その根拠となる実験¹⁾²⁾は曲げモーメントがほ

とんど作用しない載荷高さでの水平載荷で、かつ杭をフーチング外側一方向のみに押す載荷であったため、軸力、曲げモーメント、水平力が同時に変動する条件下における縁端部の安全性は確認されておらず、道路橋示方書への導入が見送られてきた。

本研究は、下部構造の合理化として、上記に挙げた1)斜杭基礎の設計法、2)橋台部ジョイントレス構造（特に、インテグラルアバット橋）の設計法、3)杭とフーチングとの縁端距離の縮小化の3テーマについて検討するものである。

今年度は、橋台部ジョイントレス構造について、昨年度に引き続き、民間団体（鋼管杭協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、(社)日本橋梁建設協会、(社)建設コンサルタンツ協会）との共同研究により、インテグラルアバット橋の水平支持を分担する橋台背面土（橋梁アプローチ構造）のレベル2地震時の応答から沈下等を考慮した地盤抵抗のモデル化、液状化に起因する流動化が生じる場合の作用モデル、地盤抵抗のばらつきが上部構造に与える影響、耐久性に配慮した上部構造と橋台壁の接合部の構造細目について検討を行った。また、杭とフーチングの縁端距離について、場所打ち杭1ケース、鋼管杭2ケース、計3ケースの2本組杭模型を用いて正負交番載荷実験を行い、縁端距離の縮小化の可能性、併せて組杭模型における杭頭結合部の破壊モードの確認を行った。

2. 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する検討

2.1. 検討概要

過年度までに、橋台部ジョイントレス構造の定義と分類を行い、インテグラルアバット橋の要求性能と限界状態について整理を行った。それを踏まえ、数値計算を行い、インテグラルアバット橋の端径間長や橋台高等の適用範囲を提案した。また、橋梁アプローチ構造のレベル2地震における剛性低下が全体系の耐震性に及ぼす影響を把握することを目的に、時刻歴応答解析を実施し、荷重漸増解析とエネルギー一定則による応答計算が適用可能と考えられること、道示Vにおける地盤面の設計水平震度 k_{hg} を耐震設計に用いる設計水平震度とすることを提案した。

本年度は、レベル2地震時の耐震性照査法の具体的な解析モデルと照査指標を整理するために、橋梁アプローチ構造の沈下等を考慮した地盤抵抗のモデル、液状化に起因する流動化が生じる場合の作用荷重等について検討を行った。加えて、地盤抵抗のばらつきが上部構造に与える影響、耐久性に配慮した上部構造と橋台堅壁の接合部の構造細目についても検討を行った。最後に、3年間の研究成果を取りまとめ、インテグラルアバット橋の設計・施工マニュアル(案)を作成した。

2.2. レベル2地震時の耐震性照査法

2.2.1. 単列杭基礎の許容塑性率

インテグラルアバット橋の橋台基礎は橋軸方向の水平変位に対して柔軟な基礎構造である必要があるため、単列杭基礎構造とし、橋台堅壁に剛体とみなすフーチングを設けずに接合する構造としている。そのため、単列杭基礎を対象として、安全余裕を加味した許容塑性率を設定する。

単列杭基礎の橋軸方向に関しては、単独の柱状体基礎であるケーソン基礎等と同様に考えれば、部材の終局を定義し、荷重漸増解析により荷重変位関係を算出して、許容塑性率による照査をすることになる。ケーソン基礎の終局変位は上部構造からの水平力および転倒モーメントの作用に対して部材が最大強度を発揮するときの変位とされており、柱状体基礎という単独部材からなる基礎であるため、荷重方向に複数列の部材を有する群杭基礎と比べて冗長性が少ないことから、安全率を加味した許容塑性率を用いて照査している³⁾。なお、群杭基礎の許容塑性率も基礎が最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないことと定められている。しかし、道路橋示方書・同解説 IV下部構造編(以降、道示IVとする)では、鋼管杭について図-2.1に示すように降伏は定義されているが、終局は定義され

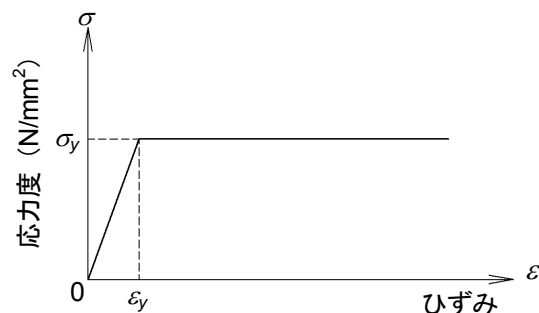


図-2.1 鋼材の応力度-ひずみ関係

ていない。鋼製橋脚では終局変位は定義されていないが、許容変位が定義されており、道示V11.2のコンクリートを充填しない円形断面の許容変位を参考として鋼管杭の終局状態を定義する。

鋼製橋脚の許容変位は、繰返し載荷実験の荷重変位関係における水平力最大点の変位とされており、これは、ケーソン基礎の終局変位の定義と同様である。鋼製橋脚について、水平力最大点付近の変位であれば、局部座屈の影響が小さく、繰返し載荷の影響をほとんど受けずに安定した非線形挙動が得られることから、水平力最大点に対応する変位が許容変位とされている。別途、最大強度を発揮しているときの断面に生じるひずみ ϵ_a が式(2.1)の通り定義され、何れかの断面にて ϵ_a が発生したときの上部構造慣性力作用位置の変位が許容変位になる。

$$\frac{\epsilon_a}{\epsilon_y} = 20 - 140R_t \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、 $0.03 \leq R_t \leq 0.08$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$

$$0 \leq N/N_y \leq 0.2$$

ここで、式(2.1)は、鋼製橋脚(円形断面)として使用される板巻鋼管を対象としているが、小野ら⁴⁾は、鋼管杭として一般に使用されるスパイラル鋼管への適用可能であることを報告している。鋼管杭に式(2.1)を適用する場合、適用条件の1つである細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ (つまり、有効座屈長 l) を決める必要がある。しかし、地盤に埋設される鋼管杭にオイラー座屈が生じることを想定する必要はないと考えられることから、この適用条件を考慮しないこととすれば、径厚比パラメータ R_t の適用条件から許容塑性率の範囲を算出でき、 $0.03 \leq R_t \leq 0.08$ より、許容ひずみ ϵ_a の範囲は、 $\epsilon_a = (8.8 \sim 15.8) \epsilon_y$ となる。さらに、ケーソン基礎と同程度の安全係数 $\alpha = 1.8$ を確保するとした場合、許容塑性率は、次の通りとなる。

$$\mu = 1 + \frac{\epsilon_a - \epsilon_y}{\alpha \epsilon_y} = 1 + \frac{(8.8 \sim 15.8) \epsilon_y - \epsilon_y}{1.8 \epsilon_y} = 5.3 \sim 9.2$$

すなわち、力学的には許容塑性率は $\mu_a = 5$ 程度とす

ることが考えられる。

一方、道示Vでは基礎形式によらず橋台基礎に生じる損傷が橋としての機能が容易に行い得る程度にとどまるように許容塑性率 $\mu_a=3$ を定めている。

以上から、単列杭基礎の許容塑性率については、変形性能の評価が行い得ることから、単列杭基礎が降伏あるいは終局に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位 δ_y 、 δ_a から、ケーソン基礎等で考慮されている工学的な意図を考慮して、安全係数 α を 1.8 とした式(2.2)に従い算出することとする。一方で、許容塑性率 μ_a は 3 を上限値とすることを提案する。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_a - \delta_y}{\alpha \delta_y} \leq 3 \dots\dots\dots (2.2)$$

2.2.2. 液状化に起因する流動化の提案モデル

液状化時の橋台基礎のレベル2地震時の照査は、地震時慣性力や地震時土圧が作用する状態を想定して、橋脚基礎と同様に荷重漸増解析とエネルギー一定則を組合せた静的照査法（以降、道示V13の保耐法モデルとする）により耐震性の照査が行われている。道示V13の保耐法モデルは液状化により被災した橋台の変状事例を分析し、許容塑性率を3とすることで変状事例を概ね説明できる一方で、道示V13の保耐法モデルでは、橋台高が小さく、地震時土圧が小さくなるケースでは、被災状況をうまく説明できないことがある⁵⁾。そのような被災事例を詳細に見ると、液状化に伴い橋台周辺地盤の地盤流動が発生し、橋台が前側に押し出されるように移動するが、上部構造がストラットとして橋台堅壁上部の水平変位を拘束するため、橋台底面がすくわれるような挙動を示す。インテグラルアバット橋は、単列杭基礎であるため橋軸方向に変形しやすい構造であること、上下部一体構造であるため地盤流動の影響が橋台堅壁だけでなく、上部構造にまで影響を及ぼすことから、地震時慣性力の影響は小さくなるが、液状化が継続することにより、液状化層が橋台背面土を支持できなくなり、沈下することに伴って杭基礎に流動力が作用する場合についても、杭基礎に過大な変位が生じることないこと、杭基礎に生じる変位に伴って躯体上部構造に想定を超える損傷が生じないことを照査する必要がある。

文献6)では、液状化地盤上に杭基礎及び橋台模型を設置して、振動台実験を実施し、橋台背面と杭基礎に作用する土圧について、ア)液状化層が橋台背面土を支持できなくなり、背面土が沈下すること、イ)背面土の沈下に伴い各杭に作用する荷重（流動力）は、液

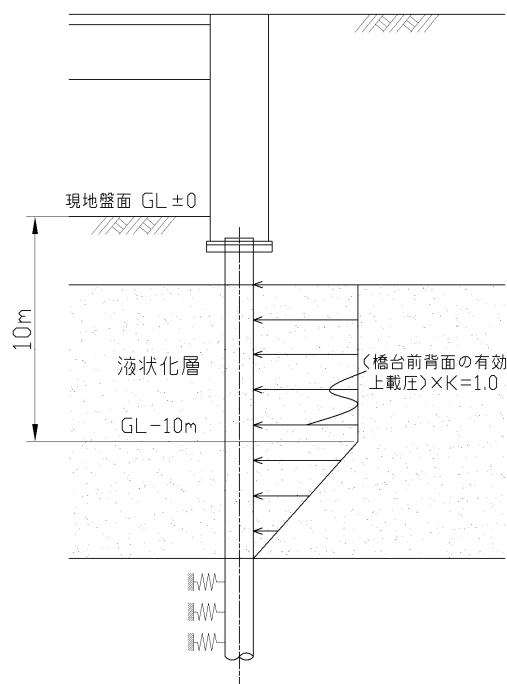


図-2.2 流動化の作用モデル

状化層の上層から下層に向かって小さくなり、土圧係数換算すると 0.3~1.5 にばらつくことを報告している。これより、流動力の作用モデルを以下の通り作成した。

単位幅当りの流動力は液状化層以浅の橋台前背面の有効上載圧の差に液状化層が完全液状化状態（流体として扱うことができ、このときポワソン比は 0.5 になる）になったと想定した、土圧係数 $K=1.0$ を乗じることとする。載荷幅は実験結果に基づき杭幅とする。

上述のイ) および道示V8.2.4の解説の通り 10m より深い位置にある土層で完全に液状化した事例が少ないことを考慮して、現地盤から 10m 以深液状化層とそれ以深の非液状化層との境界位置に向かって流動力を直線的に減少させる（図-2.2 参照）。

2.2.3. レベル2地震時における橋梁アプローチ構造の応答

(1) 検討の目的

インテグラルアバット橋では、水平支持に関して橋梁アプローチ構造の地盤抵抗を考慮した設計を行うため、橋梁アプローチ構造自体が完全に崩壊しないまでも沈下等の変形が生じた場合、設計で想定した地盤抵抗が発揮されない恐れがある。

そこで、レベル2地震時については、震後の残留変形量と関連づけて橋梁アプローチ構造の有効高さの低減を考慮することとした。地震による盛土の沈下等の変形は、図-2.3に示す(a)盛土自体のすべり土塊の滑動による崩壊と(b)盛土を支持する地盤の液状化等の

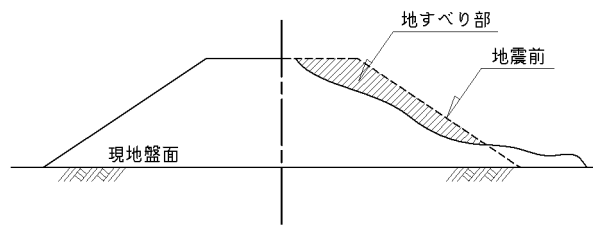
軟化による沈下が想定される。よって、盛土の変形モードを考慮して、残留変形量は、1) 地震後の橋台背面区間の路面の段差調査にもとづく残留変形量の把握、2) 橋梁アプローチ構造の物性を用いた数値計算により安全側に評価することとした。

(2) 被災事例からの沈下量の把握

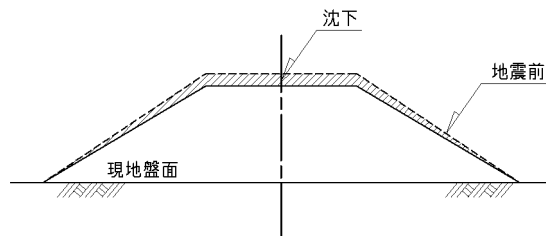
以下の地震後の被災調査で、対象地域の道路管理者に対して国土交通省国土技術政策総合研究所が直轄国道にある橋梁の橋台背面区間の路面の段差の調査を実施している。

- ・ 平成 17 年新潟県中越地震
- ・ 平成 19 年新潟県中越沖地震

本研究では、上記の調査データから、液状化が生じたと想定される事例を抽出し、分析する。液状化の発生の有無は、文献 7) に準じ、ボーリング柱状図より、地下水位以深の比較的浅部に層厚 2m 程度以上の緩い砂質土層（本研究では N 値が 15 以下を考慮した）が存在することを判断条件とした。液状化により橋台背面に段差が生じたと想定される事例の段差量および物性等を表-2.1 に整理する。また、液状化層厚と液状化層の強度を表す繰返し三軸強度比 R_L に関して、地震による沈下率（＝地震による段差／盛土高）を整理したグラフを図-2.4、図-2.5 にそれぞれ示す。ここに、繰返し三軸強度比 R_L は柱状図の N 値と安全側と



(a) 盛土自体の法面崩壊



(b) 支持地盤の軟化による沈下

図-2.3 盛土の変形モード

なるよう細粒分含有率 $FC=10\%$ と仮定して道示 V 8.2.3 に準じて算出した。

地震による段差量や沈下率に関して、液状化層厚や繰返し三軸強度比による明確な相関はみられない。

また、沈下率は、盛土高の 10% 未満となっており、地震による橋台背面土の地盤抵抗が考慮できないような盛土の崩壊は生じてはいないと考えられる。すなわち、調査事例と同等以上の良質な材料の使用および施工品質の確保を規定した橋梁アプローチ構造を適用す

表-2.1 液状化により橋台背面に段差が生じたと想定される事例

	地震による 段差量(mm)	盛土高 (m)	液状化層厚 (m)	沈下率 (%)	繰返し 三軸強度比 R_L
橋梁 A	120	6.6	8.7	1.8%	0.18
橋梁 B	280	7.5	6.5	3.7%	0.23
橋梁 C	500	5.7	5.6	8.8%	0.21
橋梁 D	100	9.3	5.6	1.1%	0.21
橋梁 E	100	8.5	5.0	1.2%	0.26

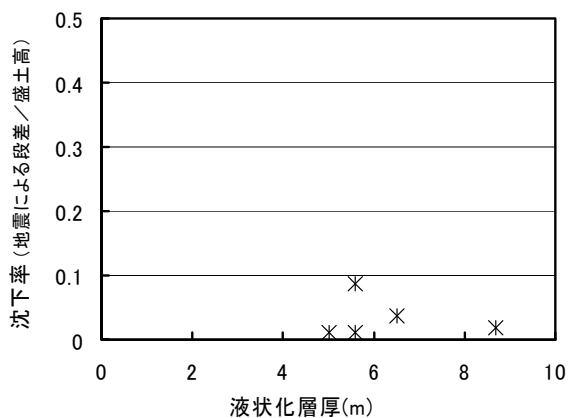


図-2.4 沈下率—液状化層厚

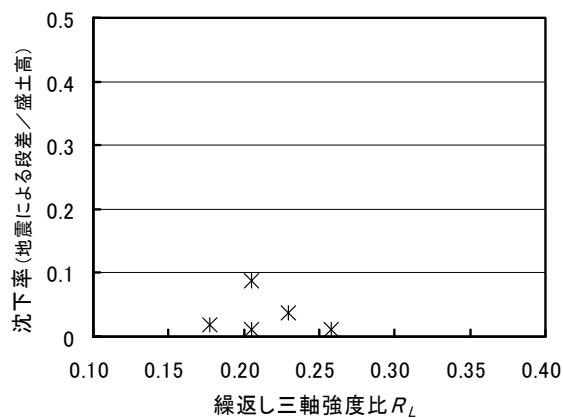


図-2.5 沈下率—繰返し三軸強度比

れば、地盤抵抗が考慮できないような盛土の崩壊は生じないと考えられる。

(3) 数値解析による応答の把握 1：橋梁アプローチ構造自体に生じるすべり土塊の滑動による沈下

1) 解析ケース

以下の理由により盛土の高さ 10m とその 1/2 の 5m の 2 ケースを対象とする (図-2.6 参照)。

- ・ インテグラルアバット橋の適用条件は、橋台高 10m 以下を目安⁸⁾
- ・ 平成 16 年度に直轄で工事発注された道路橋(支間 20m 以上)を調査した結果⁹⁾から、橋台のデータを抽出し、橋台躯体高(橋台天端～フーチング上面)について整理した結果、実績が多いのは、4~10m

次に、盛土の材料物性については、橋梁アプローチ構造では、良質な材料を用いて、密に締固めるため、せん断抵抗がピーク強度 ϕ_{peak} を発現後、残留強度 ϕ_{res} へと低下する挙動となることを考慮して、表-2.2 の通りとした。

2) 解析手法と解析条件

橋梁アプローチ構造に生じるすべり土塊の滑動による沈下解析は、すべり計算を適用して地震時残留変位量を算出する簡易解析手法である Newmark 法を用いる。

解析条件として、次の項目を設定した。

- ・ すべり面の位置
検討断面は 2 車線道路を想定しており、法肩付近を通るすべり破壊では、盛土の供用性や地盤抵抗は概ね確保される。一方、1 車線分の崩壊を生じるようなすべり面が発生する場合には、供用性や地盤抵抗が確保されない場合が生じる恐れが

あるため、すべり面の位置は盛土中央位置とした。

- ・ 滑動が生じる限界水平震度
入力加速度が想定する滑動面で発揮される強度がピーク強度であるとし、最初に滑動が生じ始める水平震度を求める。一旦、滑動が生じた後は、滑動面にて発揮される強度は残留強度であるものとし、滑動が生じ始める水平震度を設定しなおすこととした。
- ・ 入力地震動波形
道示 V 参考資料 2. に掲載されている全ての波形について試算した結果、タイプ I 地震動では I-III-3、タイプ II 地震動では II-II-1 を用いた場合に変位量が大きく算定されることから、この 2 波形を入力地震動波形とした。

3) 解析結果

解析結果を表-2.3、表-2.4 に示す。砂礫土、砂質土の場合については、残留強度 ϕ_{res} を変化させた結果についても併せて示す。図-2.7、図-2.8 に残留強度の変化による滑動変化量および沈下率の関係を示す。

粒度の良い砂および礫(砂礫土)では、残留沈下量は 0.5m 以下であり、沈下率は最大 3% となる。一方、砂質土では、残留沈下量は概ね盛土高の 20%、残留強度 $\phi_{res}=35^\circ$ とした場合には、沈下率は、盛土高の 10% となり、残留強度として $\phi_{res}=35^\circ$ 程度が期待できるような材料の選定、施工管理が必要である。

ただし、上記は盛土中央位置でのすべり面を想定した場合の結果であるが、法肩位置にすべり面が生じると想定した場合には、地震後の供用性に与える影響は小さいが、沈下率は大きくなるため、設計上は安全余裕を考慮して、盛土高の 20% とする等の配慮が必要となる。

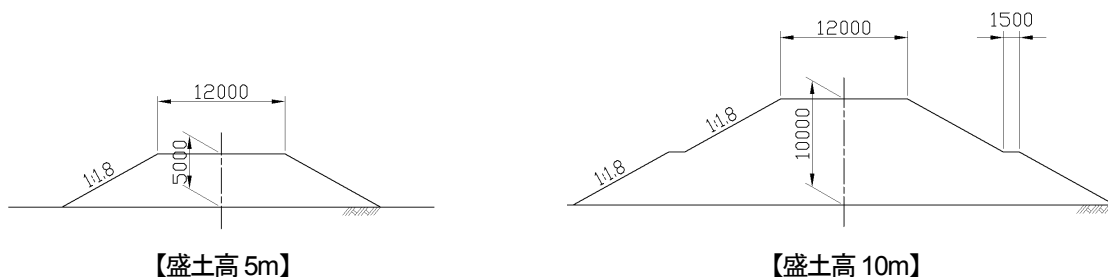


図-2.6 検討断面

表-2.2 盛土の材料物性

盛土材料	単位重量 γ (kN/m ³)	せん断抵抗角 ϕ_{peak}, ϕ_{res} (°)	粘着力 c (kN/m ²)
砂礫土	20	50, 35	0
砂質土	19	45, 30	0
ローム	14	35, 30	0

(4) 数値解析による応答の把握 2 : 橋梁アプローチ構造を支持する現地盤の液状化による沈下

1) 解析ケース

検討断面は、すべり土塊の滑動による沈下の解析と同様、盛土高 5m, 10m の 2 ケースを対象とした。ま

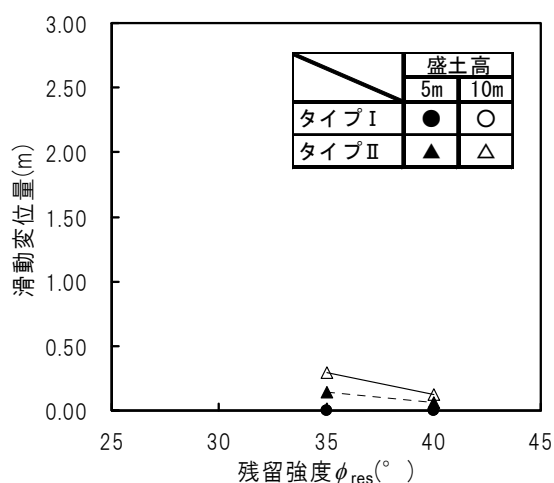
た、盛土の材料物性は、物性の変化が解析結果に与える影響が小さいと考えられるため、砂質土とした(表-2.2 参照)。なお、現地盤の物性は、液状化が生じる層の層厚を 2.5, 5, 10m の 3 ケースとした。液状化層より下層は、非液状化層として、 N 値=30 相当の砂

表-2.3 Newmark 法による解析結果 (盛土高 5m)

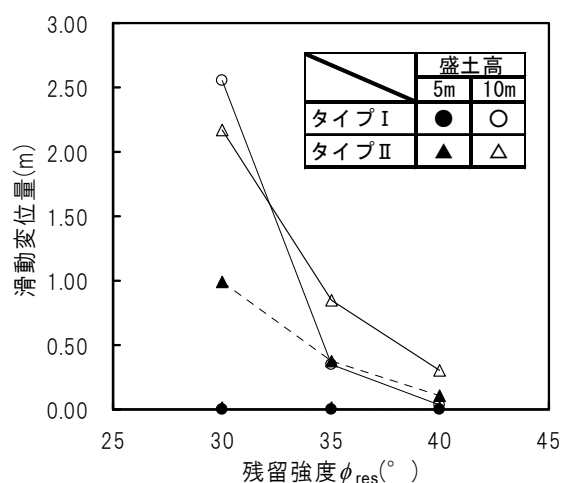
入力地震動				盛土材料	物性値		滑動変位量 (m)	沈下率 滑動変位量 / 盛土高
地震動タイプ	地盤種別	ケース名	波形名		単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (ϕ_{peak}, ϕ_{res}) (°)		
I	III	I-III-3	1994 KUSHIROGAWA	砂礫土	20	50,35	0.00	0.00
				砂礫土	20	50,40	0.00	0.00
				砂質土	19	45,30	0.00	0.00
				砂質土	19	45,35	0.00	0.00
				砂質土	19	45,40	0.00	0.00
				ローム	14	35,30	0.78	0.16
II	II	II-II-1	1995 JR TAKATORI N-S	砂礫土	20	50,35	0.14	0.03
				砂礫土	20	50,40	0.06	0.01
				砂質土	19	45,30	0.99	0.20
				砂質土	19	45,35	0.37	0.07
				砂質土	19	45,40	0.11	0.02
				ローム	14	35,30	1.11	0.22

表-2.4 Newmark 法による解析結果 (盛土高 10m)

入力地震動				盛土材料	物性値		滑動変位量 (m)	沈下率 滑動変位量 / 盛土高
地震動タイプ	地盤種別	ケース名	波形名		単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (ϕ_{peak}, ϕ_{res}) (°)		
I	III	I-III-3	1994 KUSHIROGAWA	砂礫土	20	50,35	0.00	0.00
				砂礫土	20	50,40	0.00	0.00
				砂質土	19	45,30	2.55	0.26
				砂質土	19	45,35	0.35	0.03
				砂質土	19	45,40	0.04	0.00
				ローム	14	35,30	2.94	0.29
II	II	II-II-1	1995 JR TAKATORI N-S	砂礫土	20	50,35	0.29	0.03
				砂礫土	20	50,40	0.13	0.01
				砂質土	19	45,30	2.17	0.22
				砂質土	19	45,35	0.85	0.09
				砂質土	19	45,40	0.30	0.03
				ローム	14	35,30	2.30	0.23



(a) 砂礫土 (ピーク強度 $\phi_{peak}=50^\circ$)



(b) 砂質土 (ピーク強度 $\phi_{peak}=45^\circ$)

図-2.7 滑動変位量-残留強度 ϕ_{res} の関係

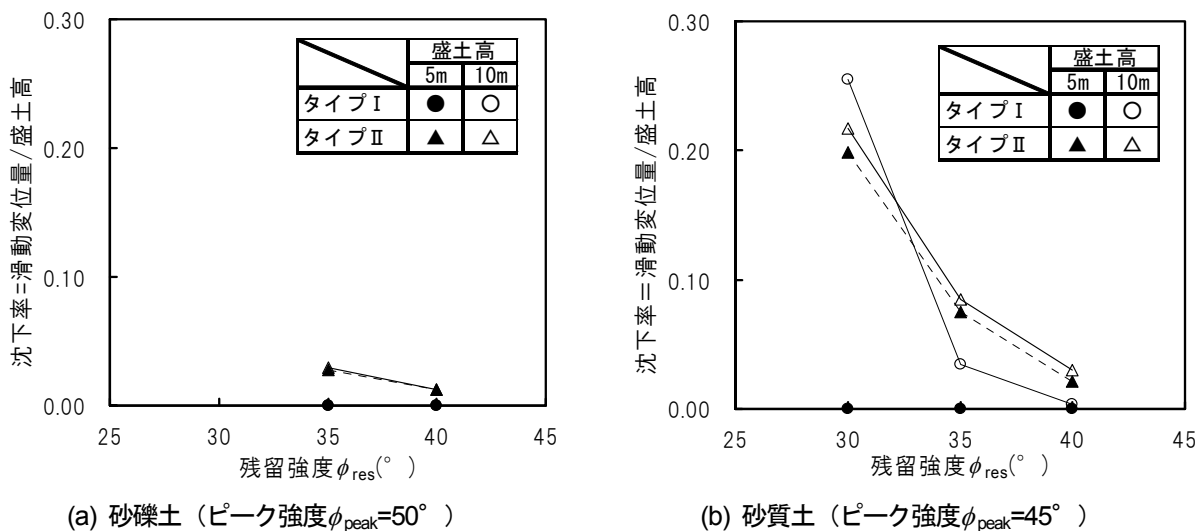


図-2.8 沈下率-残留強度 ϕ_{res} の関係

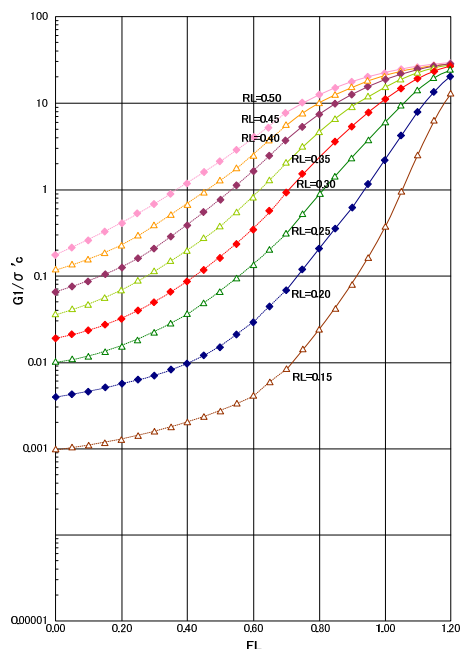


図-2.9 せん断剛性-液状化に対する抵抗率関係
質土層としてモデル化した。

2) 解析手法と解析条件

沈下解析には ALID (Analysis for Liquefaction Induced Deformation)を用い、液状化前後の剛性の違いによる沈下量を算出することとする。ALID は、外力を重力(自重)のみとした静的変形解析であり、盛土の変形は液状化層の剛性が低下した結果、盛土荷重により生じるものとみなした手法である。

ALID は、河川堤防の被災事例等を元に開発され、河川堤防の耐震性能照査設計に適用されている¹⁰⁾。この手法は、静的照査法であり、入力条件が少ないこと、解析結果が多くの場合安全側の結果を与える特徴を有する¹¹⁾。

地震後の液状化層のせん断剛性 G_1 は、繰返し三軸

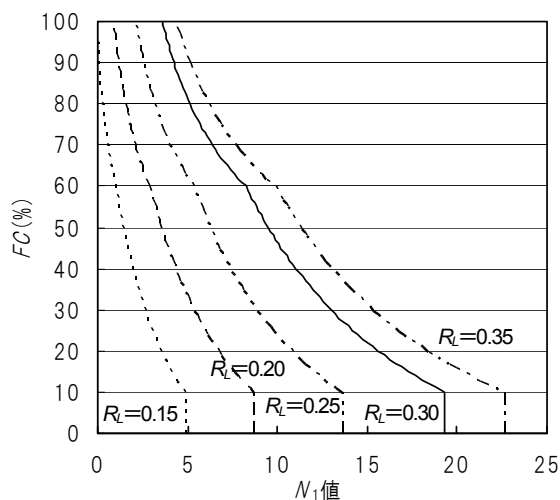


図-2.10 N_1 , FC および R_L の関係

強度比 R_L や液状化に対する抵抗率 F_L との関係式 (安田・稲垣の式)¹¹⁾¹²⁾により評価する (図-2.9 参照)。よって、道示V8.2.3 より R_L は、有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値である N_1 と細粒分含有率 FC (%) の関数であり、 F_L も R_L の関数であることから、液状化地盤の物性は、 R_L で評価することとし、解析ケースは、 $R_L=0.20, 0.25, 0.30$ の3ケースとした。ここで、 N_1 , FC および R_L の関係を図-2.10 に整理し、 $FC=10\%$ では、 $R_L=0.20, 0.30$ に相当する N_1 値はそれぞれ 8.7, 19.3 となる。

また、液状化の判定に用いる地盤面における設計水平震度 k_{hg} は、地震動タイプおよび地盤種別による異なるが、I種地盤では、液状化が生じる可能性は小さいため、II種およびIII種地盤を対象とし、地震動タイプにより地盤面における設計水平震度 k_{hg} が最大となるタイプIで0.40、タイプIIで0.70を用いることとした。

3) 解析結果

解析結果を表-2.5 に示す。ALID の解析結果の1例として、表-2.5 の網掛けのケースについて、変形図と R_L 値を図-2.11 に示す。変形図より、液状化により盛土が液状化層へと沈下する性状が確認できる。また、盛土直下の液状化に対する抵抗率 R_L は、盛土周辺地盤と比べて値が大きく、盛土の上載圧により液状化に対する抵抗率が大きくなる傾向を再現できている。

液状化層厚に対する沈下量と沈下率 (=沈下量/盛土高) を図-2.12、図-2.13 に示す。液状化層厚が大となると (層厚 10m), 沈下率が大きくなる。盛土高の 20% を沈下量の限界とすると、液状化層厚の適用範囲は 5m 以下であることが分る。

繰返し三軸強度比に対する沈下量と沈下率を図-2.14、図-2.15 に示す。 R_L が小さくなると ($R_L=0.20$), 沈下率が大きくなる。

(5) まとめ

地震の被災事例および Newmark 法を用いた解析結果から、良質材の使用および施工品質を確保した橋梁

表-2.5 ALID による解析結果

No.	盛土高 (m)	液状化層厚 (m)	液状化強度 R_L	沈下量 過剰間隙水圧 消散後 (m)	沈下率
1	5	2.5	0.20	0.57 m	0.114
2	5		0.25	0.38 m	0.076
3	5		0.30	0.26 m	0.052
4	10		0.20	0.97 m	0.097
5	10		0.25	0.71 m	0.071
6	10		0.30	0.43 m	0.043
7	5	5	0.20	1.84 m	0.368
8	5		0.25	0.93 m	0.186
9	5		0.30	0.55 m	0.110
10	10		0.20	1.92 m	0.192
11	10		0.25	1.23 m	0.123
12	10		0.30	0.76 m	0.076
13	5	10	0.20	5.98 m	1.196
14	5		0.25	2.64 m	0.528
15	5		0.30	1.34 m	0.268
16	10		0.20	5.27 m	0.527
17	10		0.25	2.63 m	0.263
18	10		0.30	1.45 m	0.145

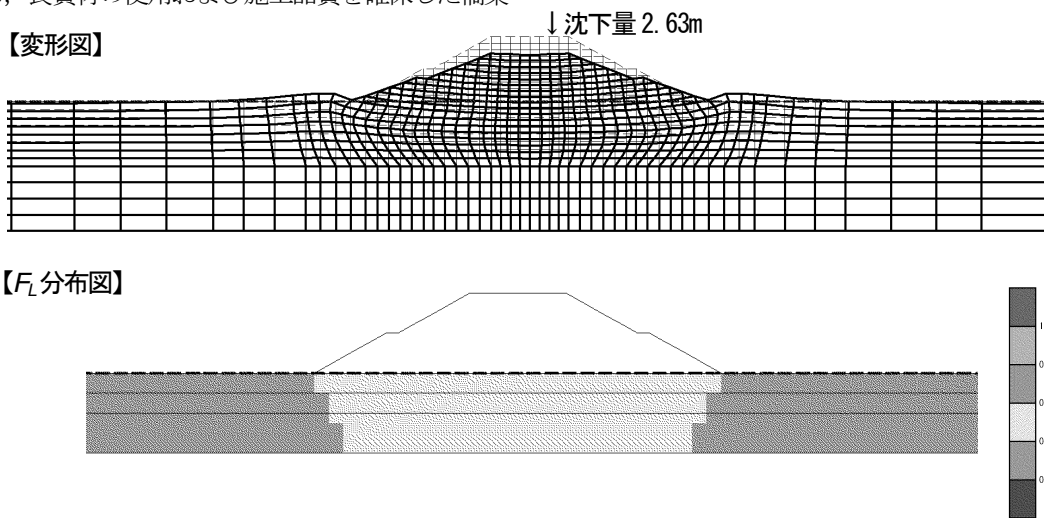


図-2.11 ALID の解析結果の例 (法面断面, 盛土高 10m, 液状化層厚 10m, $R_L=0.25$)

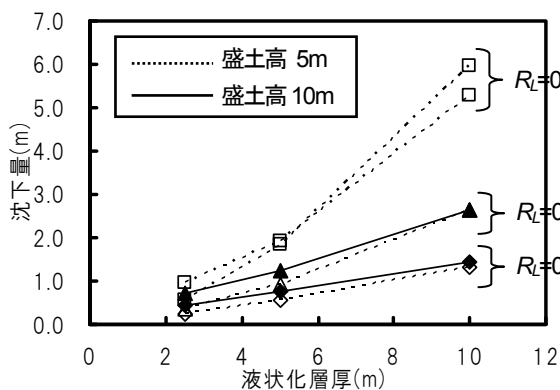


図-2.12 沈下量-液状化層厚の関係

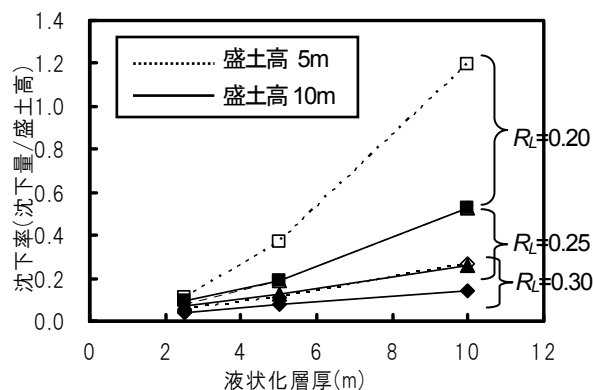


図-2.13 沈下率-液状化層厚の関係

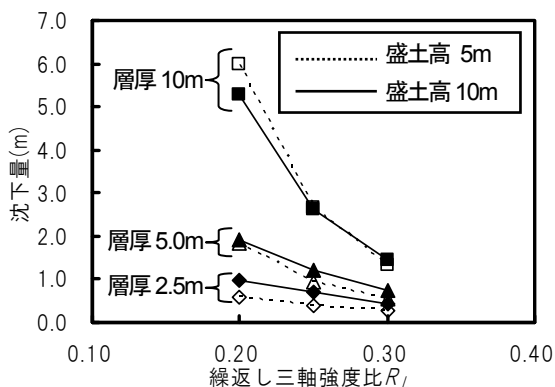


図-2.14 沈下量—繰返し三軸強度比 R_L の関係

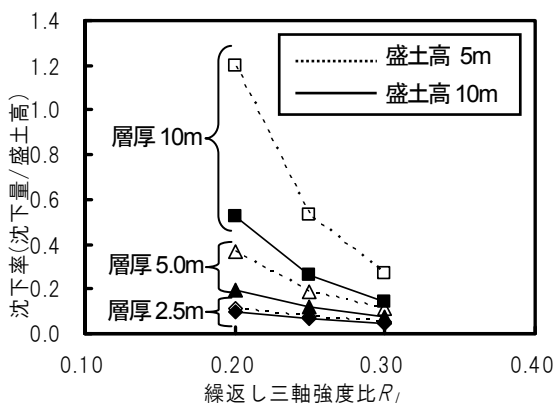


図-2.15 沈下率—繰返し三軸強度比 R_L の関係

アプローチ構造を適用すれば、地盤抵抗が考慮できないような盛土の崩壊は生じず、沈下率は10%未満と想定される。

液状化が生じる場合の適用条件を解析結果から沈下率20%以下とした場合、表-2.6の網掛けの液状化層厚 H_L と R_L の組合せがその概ね限界値となる。この関係を安全側となるよう階段上にプロットしたのが、図-2.16の実線である。一方で、表-2.1に示す沈下率10%未満であった地震の被災事例を図-2.16にプロット（*で示す）すると当該実線と比較して、 H_L が厚く、 R_L が小さくても液状化層の適用範囲としてよいようである。よって、次に示す下側の胞絡線となる曲線式（図-2.16の破線で示す）を導入して、液状化が生じる場合の適用条件とすることを提案する。

$$\frac{H_L}{R_L} \leq 320, H_L \leq 10\text{m} \dots\dots\dots (2.3)$$

以上から、橋梁アプローチ構造の有効高の低減（沈下率=沈下量/盛土高）については、設計では安全余裕を考慮し、盛土高の80%とすることとした。

2.3. 地盤抵抗のばらつきが上部構造に与える影響

(1) 検討の目的

これまで用いられてきた橋台を有する橋とは異なり、

表-2.6 沈下率が盛土高の20%以下に対する判定

繰返し三軸強度比 R_L	液状化層厚 H_L		
	2.5m	5m	10m
0.20	○	△	×
0.25	○	○	×
0.30	○	○	△

※○：盛土高5,10m 両方でOK, △：盛土高10mでOK, ×：盛土高5,10m 両方でOUT

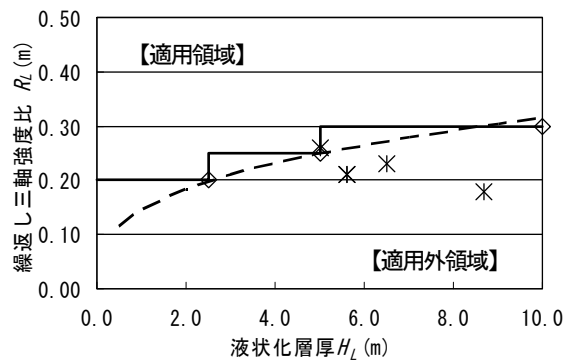


図-2.16 沈下率層厚—繰返し三軸強度比の関係

インテグラルアバット橋は、上部構造と橋台が一体構造であるため、橋台背面や杭基礎周辺の地盤抵抗のばらつきの影響が上部構造の設計に影響を及ぼす。

橋台背面土や杭周辺地盤の水平地盤抵抗は道示IVに準じて算出した水平方向地盤反力係数 k_H の推定精度が載荷試験により求めた実測値と比較して±50%の範囲に分布することが判っており¹³⁾、設計で設定した水平方向地盤反力係数 k_H に対して0.5~2.0倍にばらつくことが考えられる。

従来橋台では、上下部が分離構造であり、このばらつきの影響は下部構造の設計で考慮する所用の安全率で許容されていると想定される。よって、インテグラルアバット橋に関して、 k_H のばらつきの影響が上部構造の設計に与える影響を確認することを目的とする。

(2) 検討対象構造

橋長が大となる連続桁橋の場合には、上部構造自体の死荷重等の影響が支配的となることから、橋台背面や基礎地盤の抵抗のばらつきが上部構造の発生断面力に与える影響がより大きいのは単径間の場合と考えられる。そこで、橋長30mの単径間橋を検討対象とする（図-2.17参照）。

(3) 解析条件

基本ケースの解析条件を表-2.7に橋梁アプローチ構造および基礎地盤の土質条件を表-2.8、図-2.18に示す。橋梁アプローチ構造および基礎地盤の水平地盤抵抗は、詳細な挙動を確認するために、水平地盤反

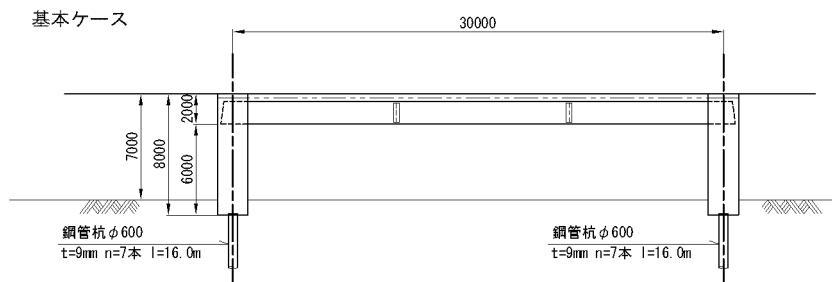


図-2.17 基本ケースの概略図

表-2.7 基本ケースの解析条件

橋長	橋台高	縦壁厚	杭基礎	施工手順
30m	8m	2m	鋼管杭φ600 板厚 t=9mm	上部構造と橋台縦壁の剛結後に裏込め土構築

表-2.8 基本ケースの橋梁アプローチ構造の土質条件

単位重量 γ	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	変形係数 E_0
19 kN/m ³	0 kN/m ²	30°	7MN/m ² (N 値 10 相当)

表-2.9 地盤抵抗の初期勾配の変化ケース

	変化パラメータ	基本ケースの値	変化幅
初期勾配	変形係数 E_0	$E_0=7 \text{ MN/m}^2$	0.5 E_0 , 1.0 E_0 , 1.5 E_0 , 2.0 E_0

力係数 k_H を初期勾配とし、受働土圧を上限値とするバイリニア型非線形バネでモデル化することとし、橋梁アプローチ構造、基礎周辺地盤の水平地盤抵抗について、それぞれ初期勾配を変化させる。なお、バイリニア型非線形バネモデルの詳細については、文献8)を参照のこと。初期勾配の変化ケースをそれぞれ、表-2.9に示す。

(4) 解析結果

1) 橋梁アプローチ構造の地盤バネの初期勾配の影響

上部構造に生じる断面力として曲げモーメントと軸力に着目し、橋台背面土の物性(変形係数 E_0)の変化による影響を図-2.19、図-2.20に示す。図の縦軸は、変形係数が $1.0 \times E_0 \text{ kN/m}^2$ の場合の値に対する比率で表す。これより、PC 桁および鋼桁ともに、橋台背面の地盤バネの初期勾配のばらつきの影響は、曲げモーメントで 10%程度、軸力で 20%程度のばらつきが生じることが判った。

2) 杭周辺地盤の地盤バネの初期勾配の影響

上部構造に生じる断面力として曲げモーメントと軸力に着目し、杭周辺地盤の物性(変形係数 E_0)の変化による影響を図-2.21、図-2.22に示す。図の縦軸は、変形係数が $1.0 \times E_0 \text{ kN/m}^2$ の場合の値に対する比率で表す。

これより、PC 桁および鋼桁ともに、杭周辺地盤の地盤バネの初期勾配のばらつきの影響は小さいことがわかった。

3) 常時土圧(静止土圧)の影響

常時土圧は、道示Ⅲ14.2に準拠し、全設計土圧(静止土圧係数 $K_0=0.50$)が作用する場合とその 1/2(静止土圧係数 $K_0=0.25$)が作用する場合の両方を検討することから、この影響による上部構造に生じる断面力

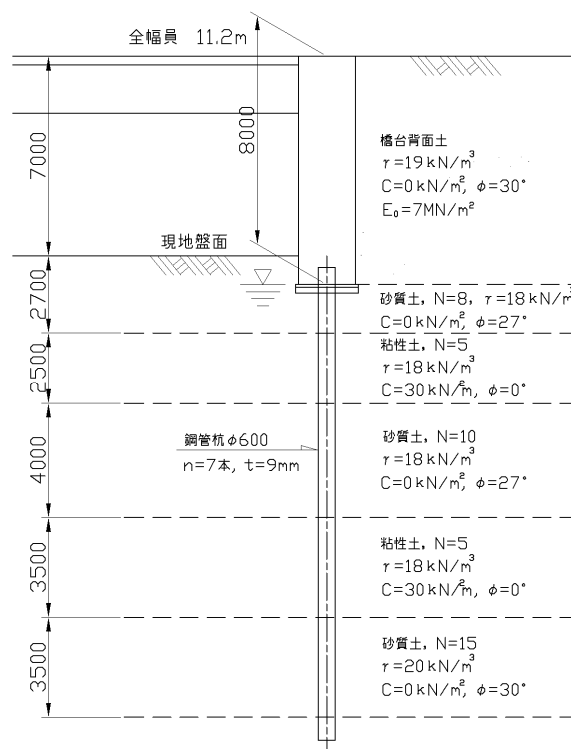


図-2.18 基礎地盤の土質条件

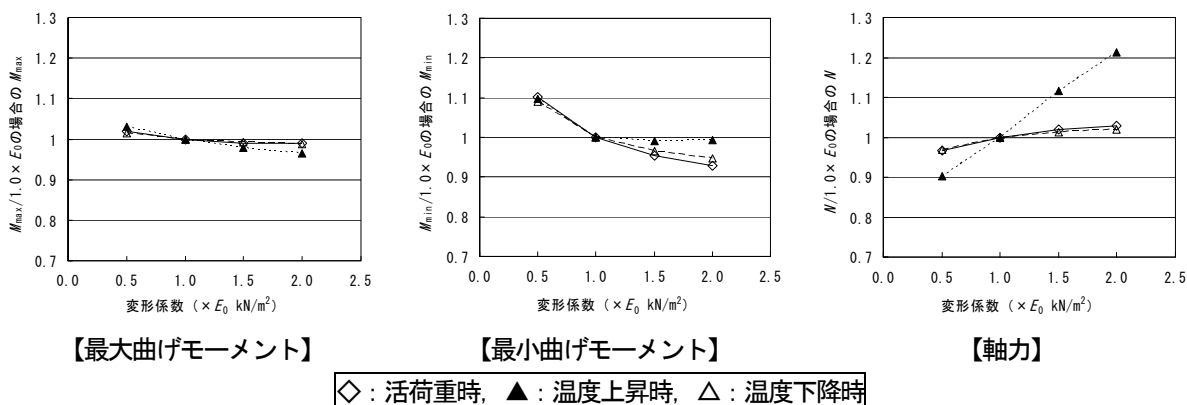


図-2.19 橋梁アプローチ構造の変形係数と上部工断面力の関係 (PC 桁)

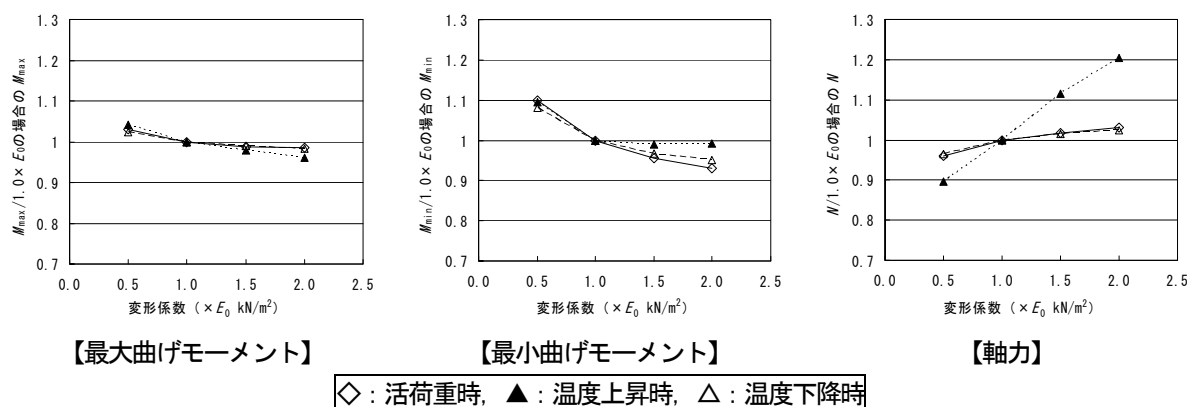


図-2.20 橋梁アプローチ構造の変形係数と上部工断面力の関係 (鋼桁)

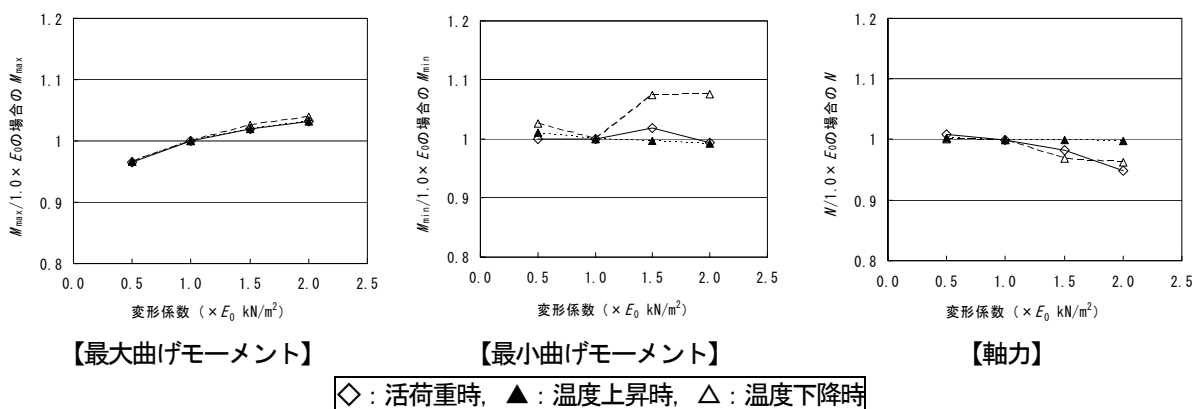


図-2.21 杭周辺地盤の変形係数と上部工断面力の関係 (PC 桁)

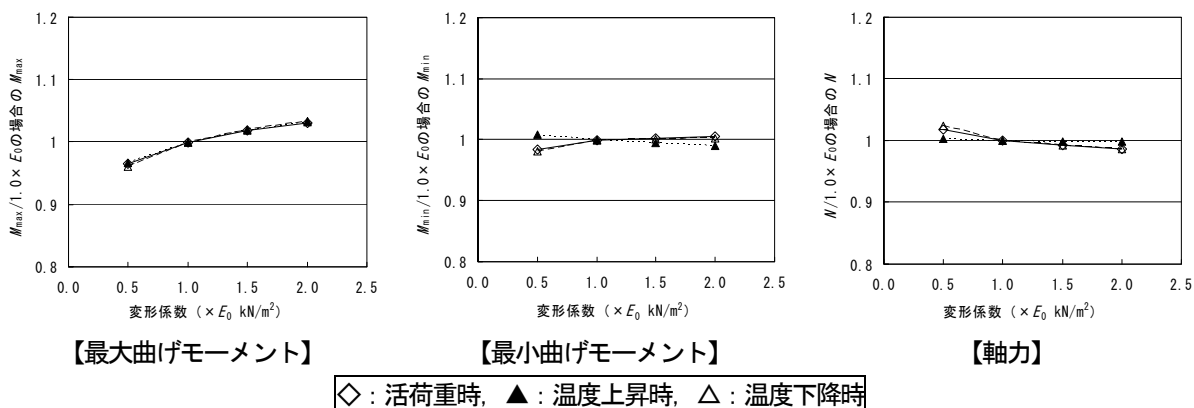


図-2.22 杭周辺地盤の変形係数と上部工断面力の関係 (鋼桁)

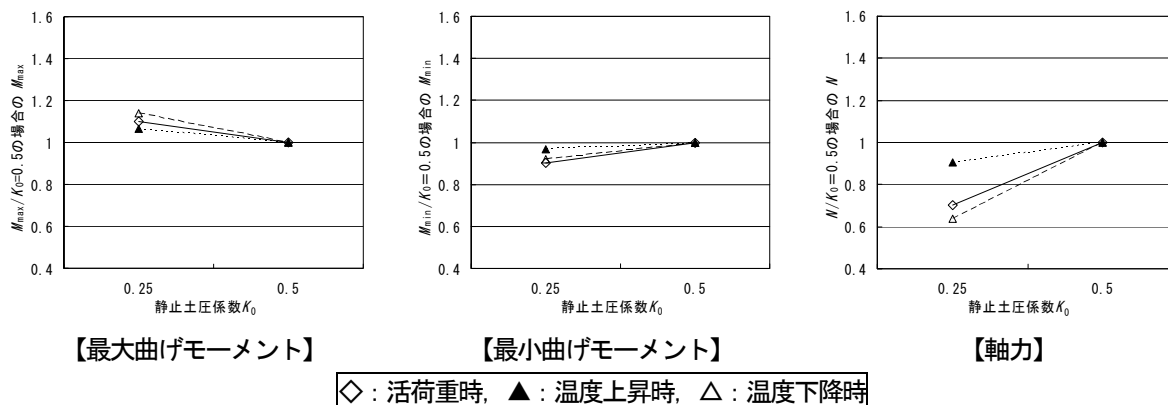


図-2.23 常時土圧（静止土圧）と上部工断面力の関係（PC 桁）

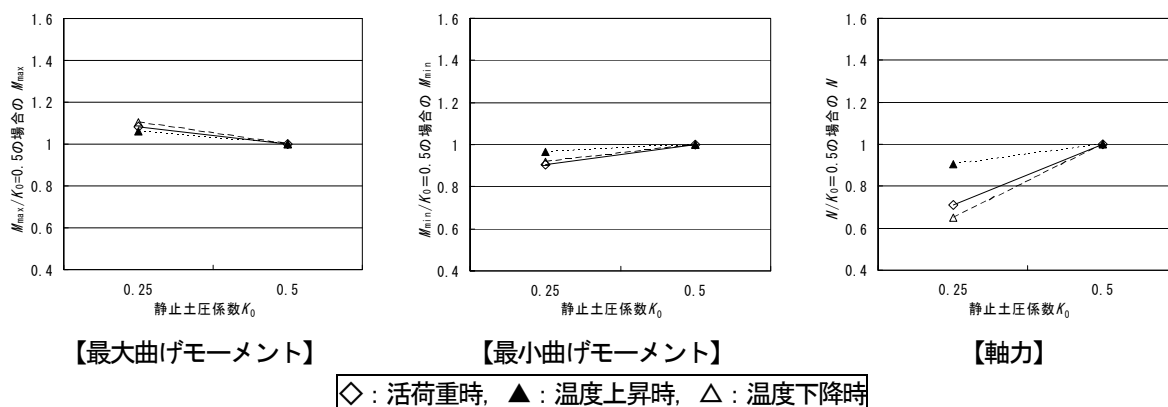


図-2.24 常時土圧（静止土圧）と上部工断面力の関係（鋼桁）

として曲げモーメントと軸力への影響を図-2.23、図-2.24に示す。図の縦軸は、静止土圧係数 $K_0=0.50$ の場合の値に対する比率で表す。

これより、曲げモーメントについては、静止土圧の変化により 10%程度のばらつきが生じることが判った。

(5)まとめ

一般的に上部構造は、活荷重を含む荷重の組合せにより断面寸法が決定することから、常時について、橋台背面の地盤バネのばらつきによる断面力への影響を検討した結果、曲げモーメントが 10%程度の変化幅となった。一方で、作用土圧は、道示Ⅲ14.2 に準じて、全設計土圧とその 1/2 を載荷させるため、これによる断面力への影響は、曲げモーメントで 10%程度、軸力で 20%程度のばらつきが生じる。

以上から、橋台背面の地盤バネの変形係数のばらつきが±50%の範囲となったとしても、作用土圧を全土圧とその 1/2 を載荷させることにより、その影響を吸収できることがわかった。また、杭周辺地盤の地盤バネのばらつきによる上部構造の断面力への影響は小さいことが判った。

2.4. 耐久性に配慮した上部構造と橋台堅壁の接合部の構造細目

2.4.1. コンクリート上部構造

既往の国内実績¹⁴⁾における接合部の主な損傷は、上部構造と堅壁の境界部や堅壁の打継目からの遊離石灰や錆汁の析出である。この原因は、橋台背面からの水の供給に対して打継目等の防水処理が不十分であったことと推測され、これを改善するための推奨構造を細目として整理する。

(1) 打継目の防水処理

橋台堅壁に設けた仮支承上にコンクリート上部構造を架設した後に、接合部のコンクリートを打設することから、その位置に打継目が生じる。橋台堅壁の背面の橋梁アプローチ構造には橋台背面から浸透する水を排水するための裏込め排水を設けるが、背面打継目位置において塗布防水等の防水対策を施すこととする（図-2.25 参照）。

また、橋台天端では、道路橋床版防水便覧¹⁵⁾に準じ、天端に床版と同様の防水層を施し、水抜き孔を設けて路面排水管に接続させることとする。路面排水処理の例を図-2.26に示す。なお、橋台背面側からの路面排水の浸透を防止するために橋台天端のコンクリートを

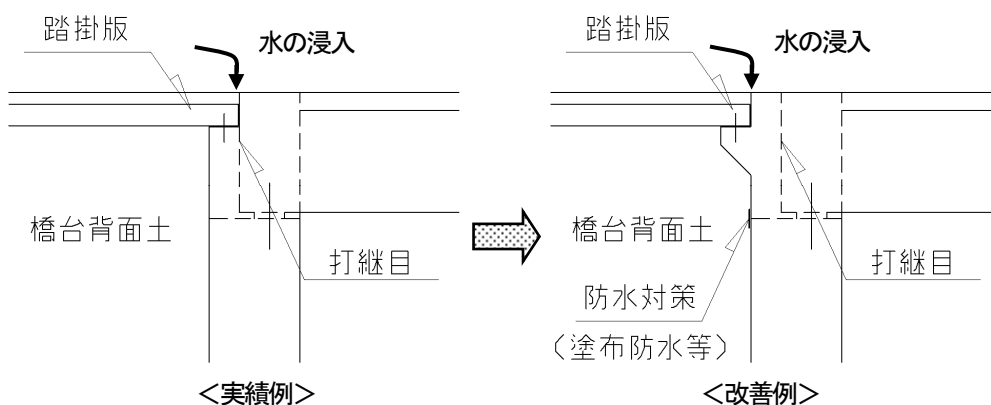


図-2.25 打継目の防水処理

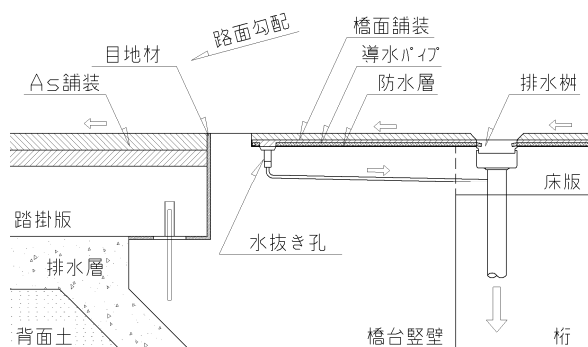


図-2.26 橋台天端の排水処理

一部路面位置まで嵩上げる構造としている。

(2) 接合部配置鉄筋の防食

上下部構造の接合部は、常時において一般的に負曲げ状態となり引張領域となるため、接合部にひび割れが生じた場合には、路面排水や橋梁アプローチ構造からの水の供給により鉄筋の腐食が生じる可能性がある。また、接合部の橋台背面部は点検が困難なことから、塗装鉄筋を使用することを標準とする。

2.4.2. 鋼上部構造

(1) 打継目の防水処理

鋼上部構造は、2.4.1 に示したコンクリート上部構造に関する構造細目を満足するものとする。

(2) 接合部配置鉄筋の防食

鋼上部構造は、2.4.1 に示したコンクリート上部構造に関する構造細目を満足するものとする。

(3) 埋込み部の防錆

1) 埋込み部の防錆区分

鋼上部構造では、橋台縦壁のコンクリート内に鋼桁端部が埋め込まれることから、この埋込み部の防錆処理について、既往の知見を整理し、推奨構造を示す。橋台縦壁への鋼上部構造の埋込みの防錆仕様については、図-2.27 に示すように区分する。

- a) 埋込み一般部: 埋込み境界部以外の橋台縦壁に埋め込まれる鋼上部構造の部分

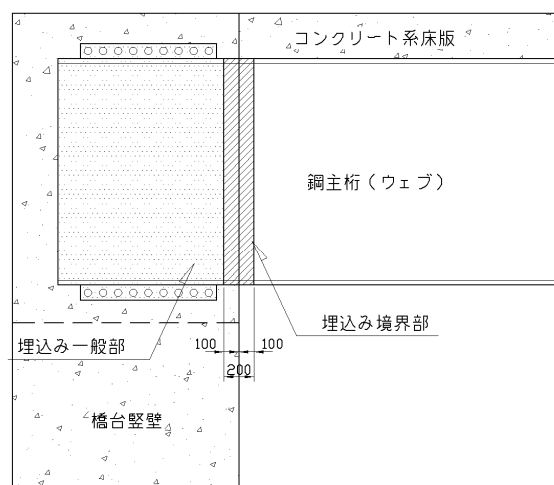


図-2.27 橋台への鋼上部構造の埋込み部の防錆区分

- b) 埋込み境界部: 橋台縦壁前面位置を境に埋込み部とその反対側にそれぞれ 100mm 確保した計 200mm の区間

2) 防錆仕様

a) 埋込み一般部

コンクリート内に埋め込まれる鋼桁の防錆としては、ア) RC 床版との接触面となる鋼桁上フランジ上面とイ) 鋼製橋脚の根巻きコンクリートの巻立て部を参考として、無機ジンクリッチペイントを 30 μ m 塗布することとする。

ア) RC 床版との接触面となる鋼桁上フランジ上面

鋼道路橋塗装・防食便覧¹⁶⁾では、コンクリート打設前の錆汁による汚れを考慮して無機ジンクリッチペイントを 30 μ m 塗布することを推奨している。

イ) 鋼製橋脚の根巻きコンクリートの巻立て部

名古屋高速道路公社では、上記の上フランジ上面と同様に、無機ジンクリッチペイントを 30 μ m 塗布する仕様となっている¹⁷⁾。

なお、無機ジンクリッチペイントは亜鉛末を主原料の1つとしているが、亜鉛は両性（酸性ともアルカリとも反応する）であり、コンクリートがアルカリ性を

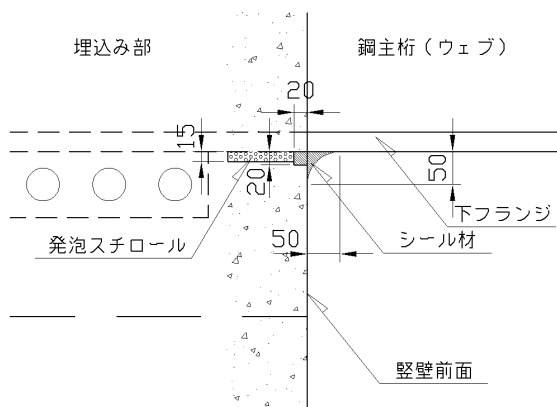


図-2.28 下フランジ下面の剥落防止処理

示すため、亜鉛の腐食による塗膜の劣化が懸念されるが、文献 18)では、以下の通り、亜鉛の腐食が生じないことが示されている。

- ・ コンクリートは水和セメントのpHは約12.5であり、亜鉛はpHが8~12.5では亜鉛化合物となり、pH12.5以下では溶解しない。
- ・ コンクリートが固化し養生が終わると亜鉛とアルカリとの反応は止まる。

b) 埋込み境界部

埋込み境界部の防錆は、鋼製橋脚の根巻きおよび洞巻きコンクリートの防錆仕様を参考として、鋼道路橋塗装・防食便覧¹⁶⁾で規定する一般外面の塗装仕様 C-5 塗装にエポキシ樹脂塗料の下塗りを一層 (60μm) 追加した仕様とする。

なお、首都高速道路株式会社では、鋼製橋脚の根巻きコンクリート天端の上下各 100mm、計 200mm の範囲は、塗装の塗替えが困難な箇所および漏水による腐食防止個所に該当するとして、特殊部の塗装系を採用している¹⁹⁾。

また、鋼桁とコンクリートとの境界部には、その隙間への水の浸入を防ぐことを目的に、シール材（1成分系のポリサルファイド系または変成シリコン系）を施すこととした。加えて、鋼上部構造の下フランジ下面付近のかぶりコンクリートに、鋼桁の活荷重載荷等による変形によるひびわれが発生する恐れがあることから、洞巻きコンクリートの境界部に実績のある発泡スチロールを設置する構造を採用することとした（図-2.28 参照）。

3. 杭とフーチングの縁端距離の縮小化に関する検討

3.1. 検討概要

フーチングの縁端部に設置された杭について、フーチング縁端から杭までの距離（以下縁端距離という）

が、杭およびフーチング縁端の破壊形態、耐力、剛結度に及ぼす影響を確認することを目的とし、平成 18 年度は場所打ち杭の単杭模型において、水平力、曲げモーメントが同時に作用する状況での載荷実験を、平成 19 年度は場所打ち杭の 2 本組杭模型において、軸力、水平力、曲げモーメントが同時に作用する状況での載荷実験を実施した。過年度の実験により、場所打ち杭においては、フーチング縁端距離の違いによらず、最終的な破壊モードは繰返し引抜き力を受けることにより生じる杭頭結合鉄筋の付着切れに起因すると考えられること、また、既往の研究同様にフーチングの下側鉄筋が杭からの水平押抜きせん断力に抵抗することがわかった。

今年度は過年度の成果を踏まえ、既製杭を用いた場合についても挙動を確認すべく、コンクリートを充填した鋼管杭を用いた組杭模型を 2 ケース作り、載荷実験を行った。既製杭では杭頭結合鉄筋の本数が多いことから、結合鉄筋の高強度化による本数の低減が望まれているところであるが、結合鉄筋を高強度化した場合、定着部の引抜きがますます懸念されることから、杭頭結合鉄筋として SD490 を用いた模型での載荷実験を行った。

3.2. 実験模型および実験方法

模型の諸元を図-3.1、図-3.2 および表-3.1 に示す。模型の諸元は、実際の道路橋橋脚の 2x2 列杭基礎に対して、1/2 スケールを想定して模したものである。

表-3.1 鋼管杭模型諸元

	Case 1	Case 2
杭種	鋼管杭, STK400	
杭寸法	D=508 mm, t=7.8 mm	
載荷高さ	1500 m (3D)	
フーチング厚さ	1620 mm	1400 mm
杭の縁端距離	375 mm (0.75D 想定)	168 mm (331 mm 想定)
杭頭結合鉄筋 (軸方向鉄筋比)	D29-12 本 (0.0393)	
フーチング下側鉄筋 (軸方向鉄筋比)	D22@125 (0.0021)	D22@125 (0.0025)

柱頭部に死荷重に相当する一定の鉛直力を載荷した上で、縁端部のせん断抵抗領域が最も小さくなるように、橋軸または橋軸直角方向から 45 度ずれた向きでほぼ柱頭部にて水平交番載荷を行っている。したがっ

て、杭中心間隔は $2.75D$ である。杭下端はヒンジで固定している。フーチングの鉄筋比について、既往の設計事例を収集し、平均的な値になるように設定した。杭とフーチングの結合方法は、道路橋示方書に示される杭頭結合 B 方法であり、杭頭結合鉄筋を介した結合である。

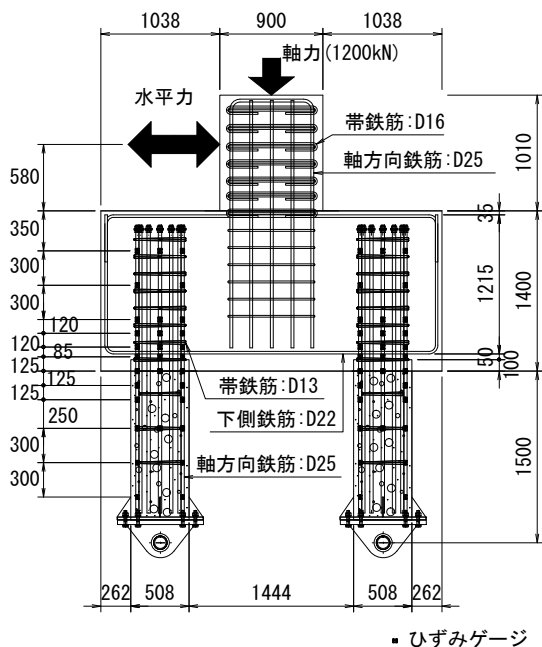


図-3.1 実験模型 (正面図)

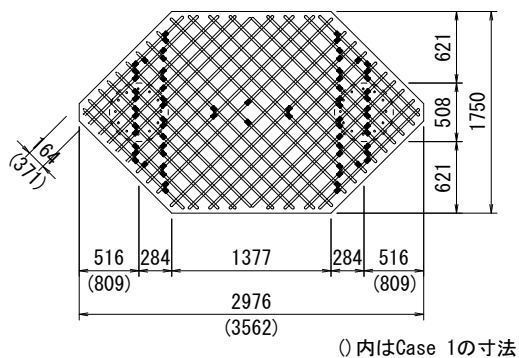


図-3.2 実験模型 (平面図)

模型実験は2 ケース行った。ケース間の違いは、杭頭結合鉄筋の定着長とフーチング厚さ、および、杭からのフーチング縁端距離である。杭頭結合鉄筋の定着長は、Case 1 ではコンクリートとの付着により決定した場合の定着長を模擬したものであり、道路橋示方書どおり、フーチング下側鉄筋位置から鉄筋径 ϕ の10倍の余裕長を与えた後、コンクリートの付着から決まる定着長 L_0 を取った。Case 2 では端部に定着板を模したナットを取り付ける代わりに、コンクリートの付着から決まる定着長 L_0 をCase 1の $2/3$ にしたものである。そして、フーチング厚さは、杭頭結合鉄筋長に

合わせて変化させている。なお、コンクリートの付着から決まる定着長 L_0 の算出に用いる鉄筋の許容応力度は、鉄筋の公称降伏強度 490 N/mm^2 を 1.7 で除した値である 285 N/mm^2 とした。また、一般よりも強度の大きい鉄筋を結合鉄筋として用いたことから、フーチングコンクリートの設計基準強度も一般的である 24 N/mm^2 ではなく、 30 N/mm^2 とした。フーチング縁端距離は、Case 1 では通常通り $0.75D (=750 \text{ mm})$ である一方で、Case 2 で小さくし、 331 mm とした。Case 2 の縁端距離設定の考え方を図-3.3 に示す。設計上、杭頭結合部の曲げ強度はフーチング内に仮定の鉄筋コンクリート柱を仮定して評価されるが、最近の実験によれば、仮想鉄筋コンクリート柱径は杭径 D プラス 200 mm もしくは杭径 D プラス $0.35D$ 程度と想定される²⁰。そこで、 $350/2 = 175 \text{ mm}$ を確保した上で、フーチング鉄筋の定着に必要な、仮想鉄筋コンクリート柱からの空きとフーチング縁端からのかぶりを確保すると、 331 mm になる。

水平交番載荷は、Case 1, Case 2 では実際の材料試験値(表-3.2~表-3.4)を考慮してあらかじめ計算した両杭が降伏に達するときの変位を $1d_f (= 15.0 \text{ mm})$ として、 $2 d_f$ 以降の載荷を行った。なお、計算は、軸力を押し込み側で死荷重、引抜き側はゼロとし中詰めコンクリートを考慮したバイリニアモデルによる骨組解析である。

柱頭部に与えた鉛直力に対する杭一本あたりの軸力は 600 kN である。道路橋の杭基礎の設計事例をいくつか調べたところ、鋼管杭で規格降伏応力度の 20% 程度であるが、本実験で与えた軸力は 18% であり、ほぼ一致している。正負交番載荷は、Case 1 は過去の杭とフーチング結合部の実験で多く用いられてきた各荷重ステップ全て3回繰り返す載荷パターンで、Case 2 の繰り返し回数はレベル2タイプII(内陸直下型)の地震動を模擬した載荷パターンで実施した。

表-3.2 鋼管材料試験結果

降伏点 (N/mm^2)	降伏歪 (μ)	引張強さ (N/mm^2)	備考
400	3747	495	降伏点は 0.2% off set

表-3.3 鉄筋材料試験結果

	Case	鉄筋径	降伏応力 (N/mm^2)	降伏歪 (μ)	弾性係数 (kN/mm^2)
杭軸方向	1, 2	D29	526.2	2698	195.0
	3	D25	514.4	2626	195.9
フーチング	1, 2, 3	D22	364.9	1890	193.1

表-3.4 コンクリート材料試験結果

	Case	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比
杭体	1	31.99	26.97	0.204
	2	27.94	25.07	0.194
	3	36.46	28.24	0.192
フーチング	1	29.74	25.45	0.175
	2	33.72	26.89	0.191
	3	31.39	27.16	0.188

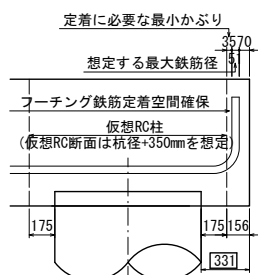


図-3.3 縁端距離の設定 (Case2)

3.3. 実験結果

3.3.1. 縁端距離を確保した Case 1

(1) 水平荷重-水平変位関係

載荷位置における水平荷重 P_H と水平変位 d_H を図-3.4 に示す。1 d_f から 3 d_f まで変位の増加に応じて荷重も増加し、その後も増加の割合は緩くなるものの少しずつ荷重の増加が続き、8 d_f において最大荷重に達した後、10 d_f 以降で荷重低下が顕著になり、最終載荷ステップである 14 d_f で急激に荷重が低下した。

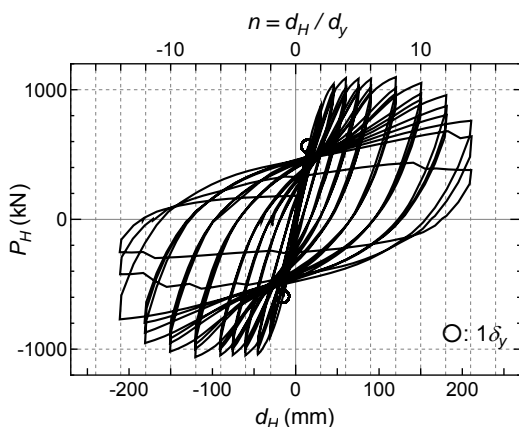


図-3.4 荷重-変位関係 (Case 1)

(2) 模型の損傷進展状況

フーチング下面および側面のひび割れの進展状況を図-3.5 に示す。レベル1地震動相当と考えられる 0.75 d_f において、フーチング底面にて杭の内側で、またフーチング縁端側で、杭からの水平押抜きせん断によるものと考えられるひび割れが発生した(①)。2 d_f では

フーチング底面のひび割れは側面にまで進展し(②) 6 d_f で大きく割裂した。最大荷重に達する 8 d_f においては、縁端部のフーチング下面のかぶりコンクリートが剥落寸前の状態となった(③)。また、側面側のひび割れはほぼ上面側に到達していたが上面側でのひび割れは確認されなかった。その後、10 d_f でフーチング下面のかぶりコンクリートが剥落し(③)フーチング下側鉄筋が露出した(写真-3.1)。上面側では 12 d_f においてひび割れが発生し、最終ステップとなる 16 d_f においてフーチング上面を横断するひび割れに進展した(④)。縁端部は、最終的に、フーチング下面のかぶりコンクリート部分が損傷し、無くなるが、フーチング下側鉄筋に囲まれたコンクリートには大きな損傷は生じないようであり、フーチング縁端部における水平押抜きせん断破壊には至らなかったものと考えられる。

杭体では、2 d_f において押込み側の杭とフーチングの結合部の杭圧縮縁にて降伏ひずみに達したが、実験終了後も特段の外傷はみられなかった。

杭頭結合鉄筋については、2 d_f にて最外縁の結合鉄筋が降伏、4 d_f には全ての結合鉄筋が降伏し、その後結合部において最終的な破壊となる 14 d_f で結合鉄筋が破断した(写真-3.2)。フーチング下面のかぶりコンクリートが剥落後、フーチングの下面鉄筋と杭頭との間に隙間が生じ、杭とフーチングとの境界部で杭頭結合鉄筋がはらみ出すような変形を繰り返し杭頭剛結度が弱まることにより、ヒンジ状になり杭頭結合鉄筋が破断したものと考えられる。

以上より、8 から 10 d_f にて荷重低下が生じ始めたのは、フーチング下面のかぶりコンクリートが剥落し、杭とフーチング境界部で杭頭結合鉄筋がはらみ出すような変形を繰り返すことにより剛結度が低下したこと、最終載荷ステップの 14 d_f での荷重の急激な低下は、杭頭結合鉄筋の破断によるものと考えられる。

(3) 水平荷重と鉄筋ひずみの関係

実験中、柱の軸方向鉄筋、および柱位置断面におけるフーチング上下面に配置された水平方向鉄筋は、いずれもひずみの値は微小で降伏に至らなかった。

また、池内らや小笠原らの実験¹²⁾によれば、水平荷重による押抜きせん断耐力にフーチングの下側鉄筋が寄与するとされている。図-3.6 に、本実験で得られた、各載荷ステップにおけるフーチング下側鉄筋の最大変位時のひずみ分布を示す。フーチング下面のひび割れが発生した 0.75 d_f あたりでひずみが増加しはじめていることから、フーチング縁端部のコンクリートが水平押抜き力によりひび割れ、フーチング下側の鉄

筋が抵抗に寄与しはじめたことを示している。荷重ステップの進行によりひずみの値も増加し、最終的にはフーチング下側鉄筋全体で4本の鉄筋が降伏ひずみを超えた。この結果から、既往の実験と同様にフーチングの下側鉄筋が縁端部の水平押抜きせん断に抵抗すると考えられる。



写真-3.1 フーチング損傷状況 (Case 1)



写真-3.2 杭軸方向鉄筋破断状況 (Case 1)

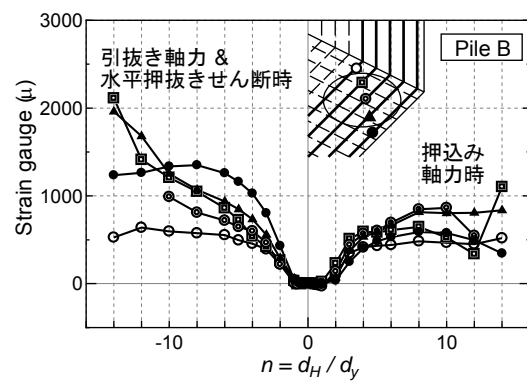


図-3.6 フーチング下側のひずみ分布 (Case 1)

3.3.2. 縁端距離を縮小した Case 2

(1) 水平荷重-水平変位関係

荷重位置における水平荷重 P_H と水平変位 d_H を図-3.7 に示す。Case 1 とほぼ同様に、 $1d_y$ から $3d_y$ まで

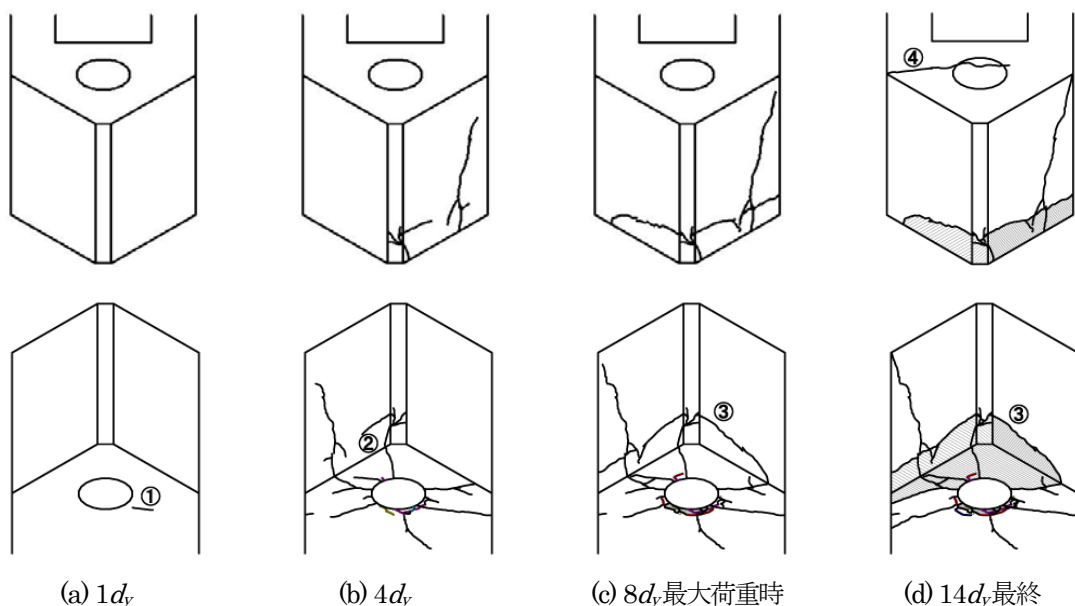


図-3.5 フーチングのひび割れ進展図 (Case 1), 上段は上面と側面, 下段は下面と側面

荷重は増加傾向を示し、 $4 d_f$ から $8 d_f$ まで最大荷重レベルを保持した後、 $10 d_f$ 以降で荷重低下が顕著になった。

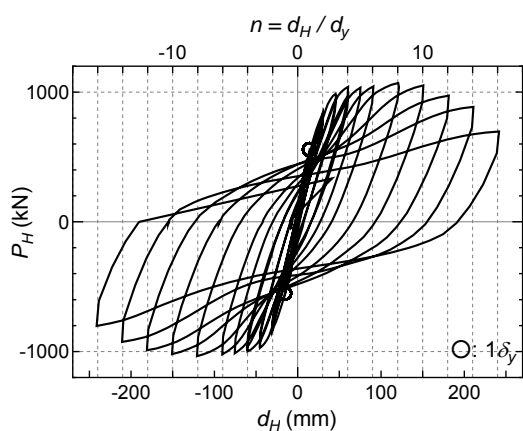


図-3.7 荷重-変位関係 (Case 2)

(2) 模型の損傷進展状況

フーチングのひび割れの進展状況を図-3.8 に示す。フーチングの損傷は、レベル1地震動相当と考えられる $0.75 d_f$ でフーチング底面にひび割れが発生し側面にまで進展していた(①)。 $2 d_f$ にて、フーチング底面では、杭の中心部から荷重方向にひび割れが発生して側面にまで進展した(②)。最大荷重に達する $8 d_f$ においては、縁端部のかぶりコンクリートは剥落寸前となり(③)、進展したひび割れはフーチング上面側でも連続したひび割れに発展した(④)。その後、縁端部のかぶりコンクリートが $10 d_f$ で剥落し(③)、フーチングの下側鉄筋が露出した(写真-3.3)。フーチング上面の損傷は、 $14 d_f$ で顕著となり、上面のかぶりコンクリートがはがれ(⑤)、杭頭結合鉄筋が、軸力の向きに応じて上下することが確認された(写真-3.4)。ただし、引張りを受けるときには、杭頭結合鉄筋の端部に取り付けたナットがコンクリートと接触することで、引抜き力に抵抗したことが目視から確認された。最終的に、フーチング下面のかぶりコンクリート部分が損傷し、剥落するが、フーチング下面鉄筋に囲まれたコンクリートには大きな損傷は生じないようであり、フーチング縁端部における水平押抜きせん断破壊には至らなかったものと考えられる。

杭体は、 $2 d_f$ において押し込み側の杭とフーチングの結合部の鋼管杭圧縮縁にて降伏ひずみに達したが、実験終了後も特段の外傷は確認されなかった。杭頭結合

鉄筋については、 $2 d_f$ にて最外縁の軸方向鉄筋が降伏、 $4 d_f$ には全ての杭頭結合鉄筋が降伏したが、破断は確認されなかった。

以上より、 $10 d_f$ 以後の荷重低下は、フーチング下面のかぶりコンクリートが剥落し剛度が落ちたこと、杭とフーチングとの境界部で杭頭結合鉄筋がはらみ出すような変形をしたことによると考えられる。また、フーチングの損傷が上面まで達したことも関係している可能性がある。

(3) 水平荷重と鉄筋ひずみの関係

実験中、柱の軸方向鉄筋、および柱位置断面におけるフーチング上下面に配置された水平方向鉄筋は、いずれもひずみの値は微小で降伏に至らなかった。

各荷重ステップにおけるフーチング下側鉄筋の最大変位時のひずみ分布を図-3.9 に示す。フーチング下面のひび割れが発生した $0.75 d_f$ あたりからひずみが増加しはじめ、最終的には杭の直上を通るほとんどの鉄筋が降伏した。Case 2 のひずみの値は Case 1 に比べて大きな値を計測している。Case 2 では縁端距離が小さいことで、杭からの水平押抜き力に抵抗できる領域が小さくなる。その結果、コンクリート負担分も小さくなるとともに、抵抗できる鉄筋本数も少なくなるので、鉄筋1本あたりに発生するひずみの値が大きくなったと考えられる。ただし、 $6 d_f$ においてフーチングの下側鉄筋は2本降伏したが、その他の鉄筋およびコンクリートが抵抗することから直ちに荷重低下することはなかった。このように、縁端距離が短いケースにおいても、フーチング下側の鉄筋が水平方向の押抜きせん断に抵抗すると考えられる。



写真-3.3 フーチング下面損傷状況 (Case 2)



写真-3.4 フーチング上面損傷状況 (Case 2)

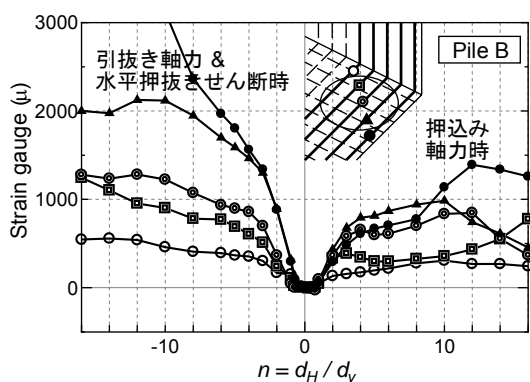


図-3.9 フーチング下側鉄筋のひずみ分布 (Case 2)

3.4. 杭頭剛結度

縁端距離が小さい場合、杭頭結合部の損傷度が大き

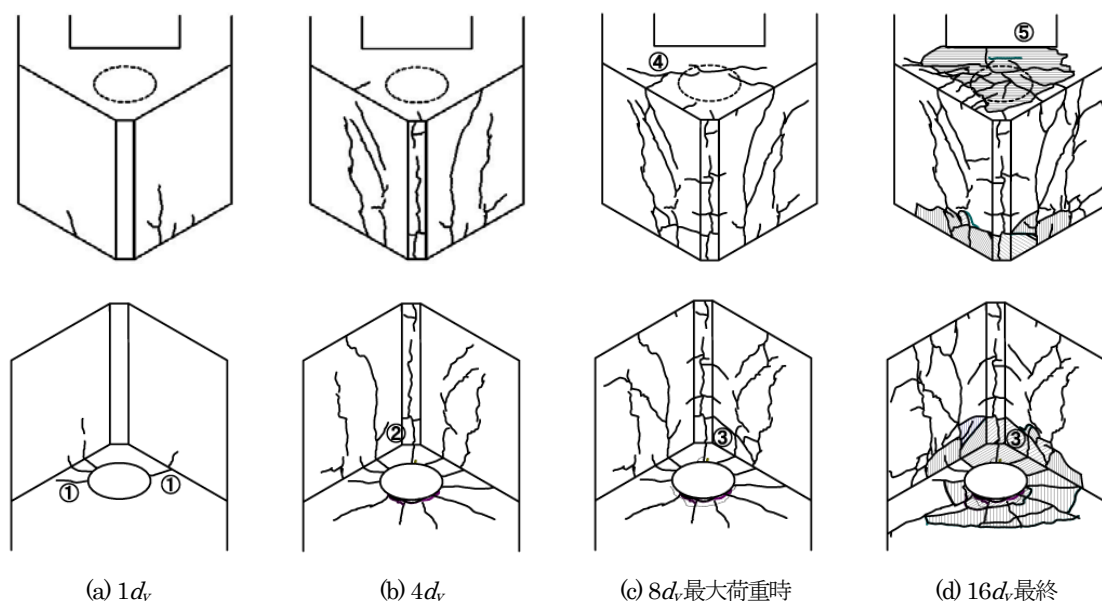


図-3.8 フーチングのひび割れ進展図 (Case 2), 上段は上面と側面, 下段は下面と側面

くなり杭頭結合部の剛性が低下することにより、全体系の挙動が変化し杭体の損傷などへ影響することが懸念される。そこで、Case 1 と Case 2 の全杭降伏までの模型全体系の剛性の比較し検証する (図-3.10)。全杭降伏時までは縁端距離の大小による剛性に差がないことが分かる。また、最大荷重の値においても殆ど変わらなかった。

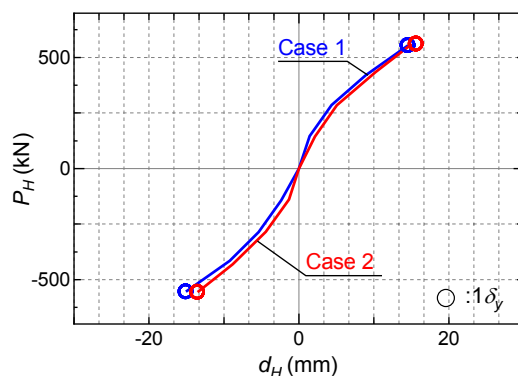


図-3.10 全杭降伏までの剛性比較

3.5. 組杭としての変形性能の照査および杭とフーチング結合部の耐力照査手法について

杭頭結合部に曲げモーメント、せん断力、押抜き・引抜き軸力が同時に作用する結合方法Bでの組杭模型の最終的な破壊モードは、フーチングかぶりコンクリートがはがれ落ちた後に生じる杭頭結合鉄筋の破断か、杭頭結合鉄筋の抜けだしのようである。加えて、繰返し载荷を受けるとき、フーチング鉛直方向への押抜き

せん断破壊が生じた可能性も見られた。しかし、フーチングは曲げ降伏しておらず、フーチング塑性化に伴ってせん断耐力が低下した可能性も考えにくい。Case 2 においては最大荷重が発揮される $8 d_v$ 載荷時にはフーチング上面でもひび割れが貫通し、 $14 d_v$ 載荷時に上面のコンクリートがはがれ、杭頭結合鉄筋が露出する。そして、杭に作用する鉛直力の向きに応じて、杭頭結合鉄筋が上下する様子が観察された。これを元に、フーチングの損傷過程を模式化したものを図-3.11 に示す。結合鉄筋が繰返し引張を受け、徐々に付着切れしていくことで、杭の結合鉄筋に沿ってフーチングが剥り抜かれたようになり、健全時のように押し込み軸力がフーチングコンクリートへと分散・伝達されなくなる可能性が考えられる。したがって、結合鉄筋の付着切れが、最終的にフーチングの鉛直の押抜きせん断破壊の原因になった可能性が考えられる。

各載荷ステップにおける最外縁の杭頭結合鉄筋の最大変位時のひずみ分布を図-3.12 に示す。フーチング内での杭頭結合鉄筋の降伏範囲は定着鉄筋の付着切れの範囲に一致すると考えられる。 $5 d_v$ 載荷時に道路橋示方書に示される余裕長 10ϕ (ϕ は鉄筋径) を超え、図では示していないが、最終的には $14 d_v$ 載荷時に 20ϕ の範囲にまで拡大し、前述のように、Case 2 では定着鉄筋が上下に動く様子が観察された。

このような結果より以下のように考えられる。

- 基礎の許容塑性率 4 程度であれば、結合部の損傷は大きくない。
- 繰返し引抜き力を受け、杭頭結合鉄筋の付着が徐々に切れることで杭頭結合部の損傷が大きくなると考えられることから、フーチングコンクリートの設計基準強度を従来よりも大きくすることが有効と考えられる。
- 杭直上を通るフーチングの下側鉄筋が縁端部の水平押抜きせん断に抵抗するものと考えられる。

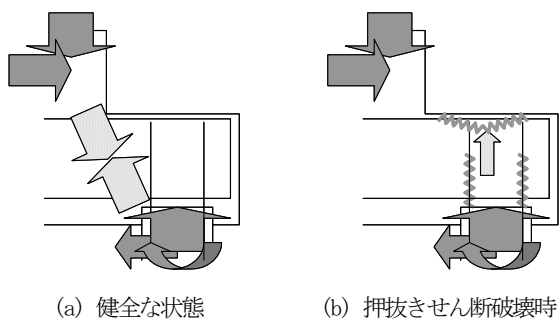


図-3.11 鉛直押抜きせん断時の荷重状態

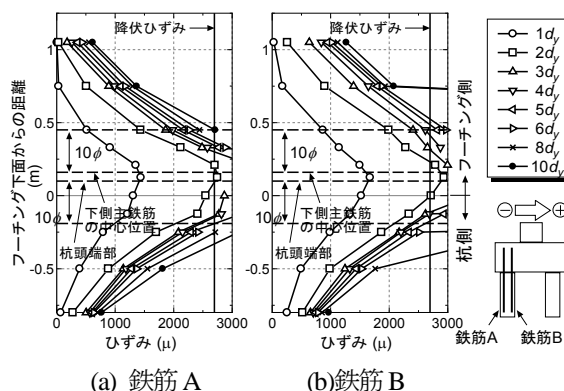


図-3.12 最外縁の杭頭結合鉄筋のひずみ分布 (Case2)

4. SD490 鉄筋の場所打ち杭基礎への適用

場所打ち杭の軸方向鉄筋において、従来鉄筋を使用した場合に比べて SD490 を使用した場合は以下のことが懸念される。1) SD490 は鉄筋自体の伸び性能が低く部材としての変形性能が低くなる (図-4.1) , 2) 同様のコンクリートを使用した場合は鉄筋強度とのバランスが異なることからコンクリートの圧壊が早くなる, 3) その後、局所ひずみが発生し脆性的な破壊となる, 4) フーチングへの鉄筋定着部の付着切れの範囲が拡大する。以上のことに着目し、SD490 の適用性について検証する。

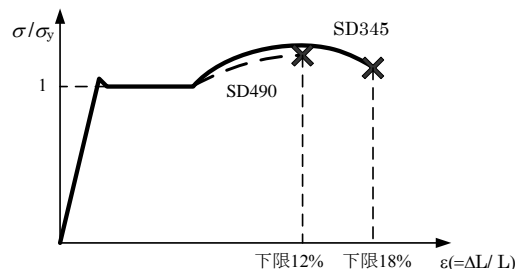


図-4.1 鉄筋の引張試験

4.1. 実験模型および実験方法

SD490 を軸方向鉄筋に用いた場所打ち杭の 2 本組杭模型を 1 ケース作り、載荷実験を行った。場所打ち杭においては、過年度の実験において縁端部の耐力はある程度確認できていることから、主として SD490 を場所打ち杭に適用した場合の設計法について検討する。

模型の諸元を図-4.2、図-4.3 および表-4.1 に示す。模型は 5/12 スケールで 1 ケース実験を行った (Case 3)。杭の軸方向鉄筋の定着長は、フーチング下側鉄筋位置から鉄筋径 ϕ の 10 倍の余裕長を与えた後、コンクリートとの付着から決まる定着長 L_0 を確保し、

フーチング厚さを設定した。縁端距離は、首都高速道路(株)、NEXCOで規定されている250mmとする^{21) 22)}。また、一般よりも強度の大きい鉄筋を結合鉄筋として用いたことから、フーチングコンクリートの設計基準強度も一般的である24 N/mm²ではなく、30 N/mm²とした。

水平荷重は、荷重において杭体の最外縁の軸方向鉄筋のひずみが材料強度試験により求めた降伏ひずみを超えた時点の荷重位置の水平変位を1 d_v (= 23.0 mm)として設定とした。柱頭部に与えた鉛直力に対する杭一本あたりの軸力は600 kNである。道路橋の杭基礎の設計事例の標準的な軸心力度はRC杭でコンクリート強度の7%~10%で、本実験で与えた軸力は8.5%とほぼ一致している。正負交番荷重は、過去の杭とフーチング結合部の実験で多く用いられてきた各荷重ステップ全て3回繰り返す荷重パターンで実施した。

なお、使用した材料の試験結果は表-3.3、表-3.4に示す。

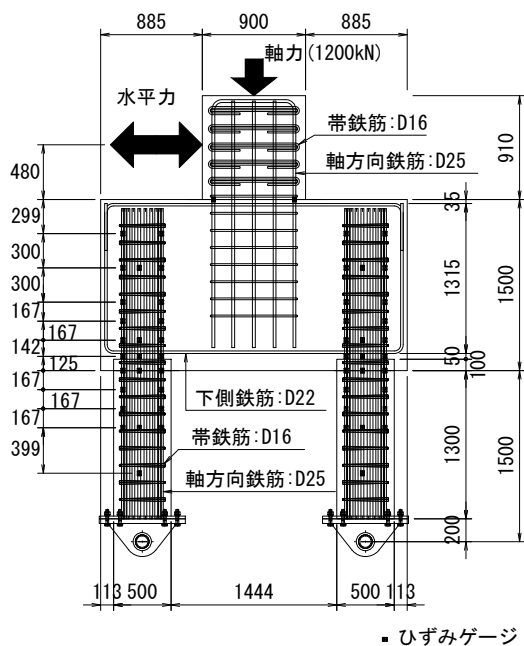


図-4.2 場所打ち杭模型模 (正面図)

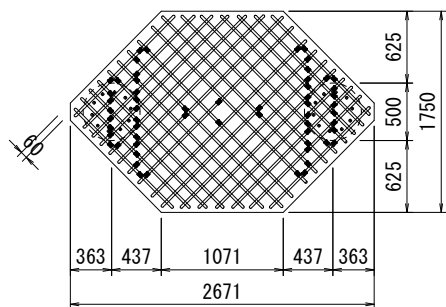


図-4.3 場所打ち杭模型 (平面図)

表-4.1 場所打ち杭模型諸元

Case 3	
杭種	場所打ち杭
杭寸法	$D=600$ mm
載荷高さ	1800 m (3D)
フーチング厚さ	1250 mm
杭の縁端距離	75 mm (250 mm 想定)
杭の軸方向鉄筋 (軸方向鉄筋比)	D25-12 本 (0.0215)
フーチング下面主鉄筋 (軸方向鉄筋比)	D19@125 (0.0017)

4.2. 過年度に行われた組杭実験

過年度実験模型の諸元を表-4.2に、セットアップ図を図-4.4~図-4.6に示す。いずれも場所打ち杭の組杭模型であり、一定の軸力を与え、水平荷重を行ったものである。

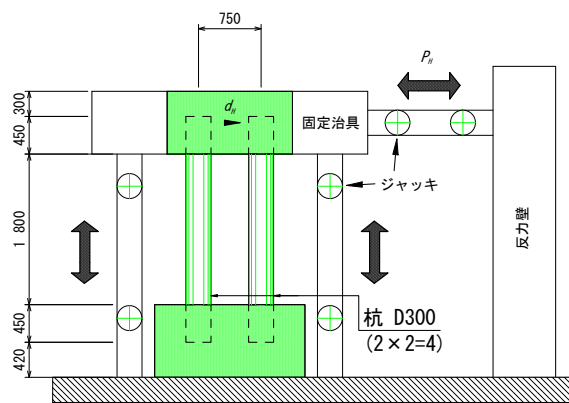
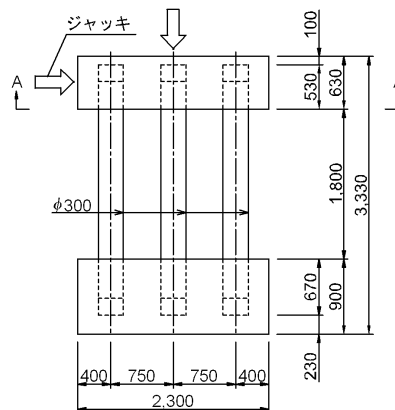


図-4.4 (a) 0度荷重 セットアップ図



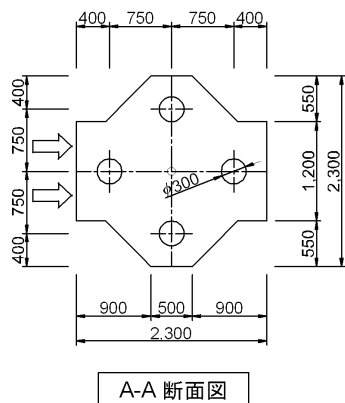


図-4.5 (b) 45度荷重 セットアップ図

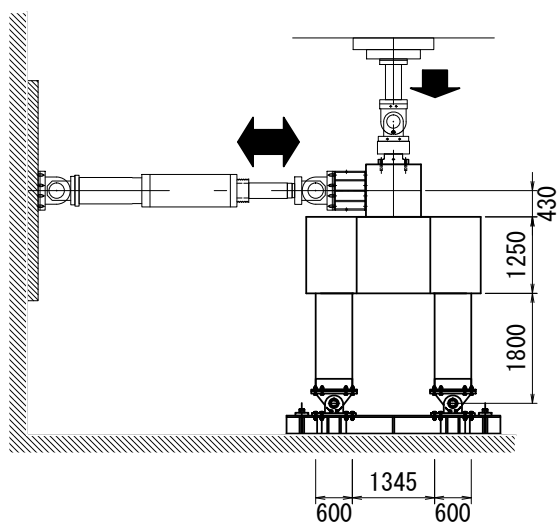


図-4.6 (c) 45度荷重 セットアップ図

4.3. SD490の適用性について

(1) 実験結果の比較

変形性能の違いを確認するため過年度実験との荷重-変位関係を対比した図を図-4.7, 図-4.8に示す。図は各模型の諸元が異なるため、値を無次元化して対比するものであり、図-4.7では縦軸は載荷荷重を降伏

荷重で除した値、横軸は計測変位を降伏変位で除した塑性率、図-4.8では縦軸は載荷荷重を降伏荷重で除した値、横軸は計測変位をせん断スパンで除した値である。荷重-変位関係をみると、(a) 0度荷重より(b) 45度荷重の方が終局変位は小さくなる傾向にある。これは、45度荷重の場合は杭1本あたりの軸応力レベルが大きくなるためと考えられる。(d) Case 3と同様の2本組杭模型(c) 45度荷重と比較すると、(c)は $4d_y$ を超えると降伏荷重レベルを下回り、その後、緩やかな勾配で低下する。一方、SD490を使用した(d) Case 3においては荷重が急勾配で低下し、(c)と比べてじん性が劣ることがわかる。これは、高強度鉄筋を用いた場合の特徴である、杭体コンクリートの圧壊が早く発生し、それに伴い損傷の進展も早く進行することにより従来鉄筋と比べて脆性的な破壊となったためと考えられる。

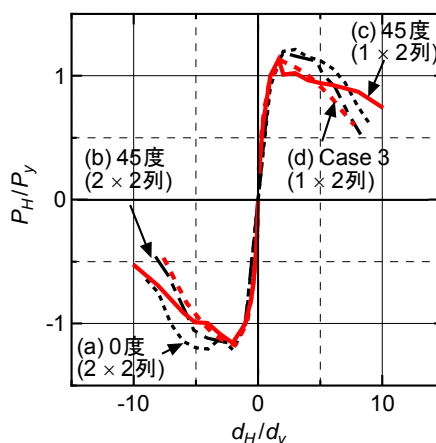


図-4.7 無次元化した荷重-変位関係 (塑性率)

表-4.2 過去実験模型の諸元

Case	杭配置	杭径	杭中心間隔 (D は杭径)	結合方法	軸方向 鉄筋	杭体の コンクリート 強度 f_{ck}	杭の軸力
(a) 0度荷重	2×2	300 mm	$2.5D$	方法A	SD295A, D10	29 N/mm ²	$0.069 f_{ck}$
(b) 45度荷重※1	2×2	300 mm	0度方向の場合 $3.54D$	方法A	SD295A, D10	29 N/mm ²	$0.061 f_{ck}$
(c) 45度荷重※1	1×2	600 mm	0度方向の場合 $2.29D$	方法B	SD345, D25	42 N/mm ²	$0.076 f_{ck}$
(d) 45度荷重※1 (Case 3)	1×2	500 mm	0度方向の場合 $2.75D$	方法B	SD490, D25	35 N/mm ²	$0.085 f_{ck}$

※1 2×2列杭の対角線方向(45度方向) 荷重を念頭においている

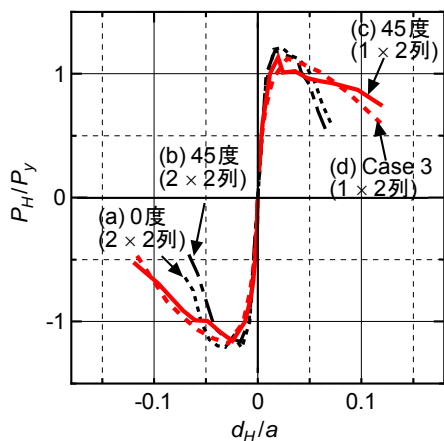


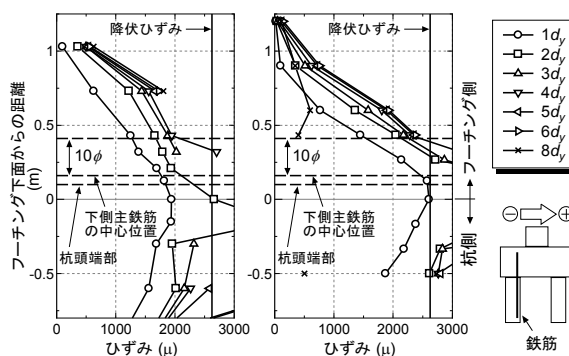
図-4.8 無次元化した荷重-変位関係 (ドリフト角)

模型の損傷をみると、(c) 45度と(d) Case 3で、ともに最大荷重に達する $2d_v$ で杭体の損傷状況を比較してみる(写真-4.1)。両模型ともにコンクリートの圧壊部において、(d)ではかぶりコンクリートが剥離し軸方向鉄筋が露出していたのに対し、(c)ではかぶりコンクリートが剥離する程度の損傷であった。これは、コンクリート強度は両模型ともに 35 N/mm^2 程度である一方で、SD490を用いた(d) Case 3は鉄筋強度が大きいことから、コンクリートが早く損傷したことがわかる。

フーチングへの軸方向鉄筋定着部の付着切れの範囲を比較するため、(c) 45度と(d) Case 3の軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4.9に示す。フーチング内での杭の軸方向鉄筋の降伏範囲は定着鉄筋の付着切れの範囲に一致すると考えられる。フーチングのコンクリート強度は(c)が 24 N/mm^2 、(d)は 31 N/mm^2 である。付着切れの範囲は(c)では $3d_v$ 載荷時に道路橋示方書に示される余裕長 10ϕ (ϕ は鉄筋径)を超え、ひずみ分布には表れないが、最終的には全ての範囲で付着切れとなったことを目視で確認した。一方、(d)では最終載荷 $10d_v$ 載荷時においても 10ϕ の範囲を超えなかった。これは、定着されるフーチングのコンクリート強度が小さい場合において、付着切れの範囲が拡大したものと考えられる。この結果から、従来鉄筋とSD490の軸方向鉄筋の付着特性を比較することは難しいが、少なくとも、フーチングのコンクリート強度を 30 N/mm^2 にすることで、想定する付着切れの範囲が 10ϕ (にとどまることが確認できた。



(c) 45度 (d) Case 3
写真-4.1 杭体損傷状況 ($2d_v$)



(c) 45度 (1x2) (b) Case 3 (45度)

図-4.9 最外縁の杭頭結合鉄筋のひずみ分布

(2) 設計上における配慮

模型の損傷状況において、同じ荷重レベルにおける杭体の損傷の違いが顕著に現れており、SD490を使用する場合は従来鉄筋より早く杭体が損傷し、脆性的な破壊挙動を示すようである。この結果より、SD490を使用する場合は $2d_v$ を超えた場合の損傷においては、大地震後の再対応できる残存耐力を保持できないと考えられる。また、 $2d_v$ は最大強度点となることから、許容塑性率を 2 に制限することが必要と考えられる。なお、降伏強度と同程度にまで強度が低下する塑性率 4 より安全率は 1.8 以上確保されていることとなる。

5. まとめ

5.1. 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する検討

橋台部ジョイントレス構造について、昨年度に引き続き、民間団体(鋼管杭協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、(社)日本橋梁建設協会、(社)建設コンサルタンツ協会)との共同研究により、インテグラルアバット橋の水平支持を分担する橋梁アプローチ構造のレベル2地震時の応答から沈下等を考慮した地盤抵抗のモデル化、液状化に起因する流動化が生じる場合の作用モデルを作成し、レベル2地震時における解析モデルや照査手法の具体を整理した。さらに、地盤抵抗のばらつきが上部構造に与える影響について

は、作用土圧を全土圧とその1/2について解析することにより地盤抵抗のばらつきの影響を吸収できること、既往の損傷実績に対して耐久性に配慮した上部構造と橋台堅壁の接合部の構造細目について推奨構造の提案を行った。以上を踏まえ、インテグラルアバット橋に関する設計・施工マニュアル(案)を作成した。

5.2. 杭とフーチングの縁端距離の縮小化に関する検討

杭頭結合方法Bの2本鋼管組杭の模型において、杭頭結合部および縁端部の耐力特性を確認するため行った正負交番水平載荷実験により以下のことが確認できた。

- ・ 組杭としての致命的な破壊モードは、1) 杭体自体の破壊、2) 杭頭結合鉄筋の破断、3) 杭頭結合鉄筋の付着切れに伴う結合部フーチングの破壊であると考えられる。したがって、杭基礎の許容塑性率は従来考えられている1)の観点のみでなく、2)、3)の観点からも検討される必要がある。
- ・ 2)、3)の観点から見ても、杭基礎としての塑性率が4以内であれば、フーチングに生じる損傷は過大ではなく、塑性率8程度になると、フーチング縁端部のかぶりコンクリートが剥落し、フーチング水平鉄筋が露出する。
- ・ フーチング下面のかぶりコンクリートが剥落した後も、フーチングの下側鉄筋に囲まれたコンクリートは健全であるものと考えられる。
- ・ 定着板を設置し標準的な定着長の2/3の定着長としても、標準的な定着の場合と同等の定着性能を期待できる。
- ・ 縁端距離の違いによって、杭頭剛結度は変わらなかった。
- ・ 既製杭においても場所打ち杭同様に縁端距離の縮小は可能と考えられる。

5.3. SD490の適用性

杭頭結合方法Bの場所打ち杭2本組杭の模型において、軸方向鉄筋へのSD490の適用性を確認のため行った正負交番水平載荷実験により以下のことが確認できた。

- ・ 場所打ち杭の軸方向鉄筋にSD490を適用する場合、基礎の許容塑性率を2とする必要がある。
- ・ フーチングコンクリートの設計基準強度は30 N/mm²標準とする。

参考文献

- 1) 池内武文, 甘利憲一, 松村廣: 場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する実験土木学会年次学術講演会 Vol. 43, pp. 532-533, 1988.
- 2) 小笠原政文, 石塚番康, 吉田靖: 場所打ち杭とフーチングの縁端距離に関する実験(その2), 土木学会年次学術講演会 Vol. 44, pp. 392-393, 1989.
- 3) 独立行政法人土木研究所: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料 第4030号, 2006.12.
- 4) Ono, K., Akiyama, M., Yabumoto, A.: Experimental Study on Seismic Performance of Spiral Steel Pipes, *Proceeding of the 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, pp.411-419, 2008.9.
- 5) Shirato, M., Fukui, J., Koseki, J.: Current Status of Ductility Design of Abutment Foundations against Large Earthquakes, *Solis and Foundations*, Vol.46, No.8, pp.377-396, 2006.
- 6) 近藤益央, 田村敬一, 鈴木貴喜, 谷本俊輔: 橋台及び杭基礎に作用する地震時土圧に関する実験的研究, 土木学会地震時工学論文集, Vol.27, 2003.12.
- 7) 松尾修: 道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp.1-20, 2004.8.
- 8) 独立行政法人土木研究所, 鋼管杭協会, 社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会, 社団法人日本橋梁建設協会, 社団法人建設コンサルタンツ協会: 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その2), 第388号, 2008.12.
- 9) 独立行政法人土木研究所: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料 第4037号, 2007.2.
- 10) 国土交通省河川局治水課: 河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説, 2007.3.
- 11) 豊田耕一, 杉田秀樹, 石原雅規: 河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討, 日本地震工学会・大会-2005梗概集, pp.226-227, 2005.
- 12) 安田進, 稲垣太浩, 長尾和之, 山田真一, 石川敬祐: 液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性, 第40回地盤工学研究発表会, pp.525-526, 2005.7.
- 13) 社団法人日本道路協会: 杭基礎設計便覧 平成18年度改訂版, 2007.1.
- 14) 独立行政法人土木研究所, 鋼管杭協会, 社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会, 社団法人日本橋梁建設協会, 社団法人建設コンサルタンツ協会: 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(そ

- の1), 第369号, 2007.4.
- 15) 社団法人日本道路協会: 道路橋床版防水便覧, 2007.3.
 - 16) 社団法人日本道路協会: 鋼道路橋塗装・防食便覧, 2005.12.
 - 17) 名古屋高速道路公社: 塗装設計施工基準, 2002.4 (2008.8.一部改訂)
 - 18) 社団法人日本橋梁建設協会, 社団法人日本溶融亜鉛鍍金協会: 溶融亜鉛めっき橋ガイドブック, 1998.2.
 - 19) 首都高速道路株式会社: 橋梁塗装設計施工要領, 2006.4.
 - 20) 恩田邦彦, 大久保浩弥, 中谷昌一, 白戸真大: 高強度鉄筋を用いた杭頭結合構造の正負交番水平載荷実験, 土木学会年次学術講演会, Vol.64, 2009 (投稿中).
 - 21) 首都高速道路(株): 橋梁構造物設計施工要領, 2008.
 - 22) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): 設計要領第二集橋梁建設編, 2008.

RESEARCH ON RATIONALIZATION OF SUBSTRUCTURES FOR COST REDUCTION

Abstract : This research considers the design of battered pile foundations and integral abutments, and miniaturization of the distance between the outermost pile center and the footing edge for the purpose of cost reduction of highway bridge substructures. In this year, in terms of battered pile foundations, we confined centrifuge tests to evaluate the effect of the consolidation settlements for batter piles. In terms of integral abutments, we evaluated the model of the passive resistance considering settlement of bridge approach for seismic design, proposed the model of lateral spreading force for abutment , and arranged design manual of integral bridge. In study of distance between the outermost pile center and the footing edge, it was confirmed that miniaturization is possible based on the loading tests.

Key words : cost reduction, integral abutment, bridge approach, distance between the outermost pile center and the footing edge