

インテグラルアバット構造における杭頭結合部の 耐力評価に関する解析的検討

河野哲也¹・木村真也²・七澤利明³・中谷昌一⁴

¹正会員 工修 (独)土木研究所 CAESAR (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
²正会員 工修 (株)エイト日本技術開発 交通インフラ事業本部 (〒532-0034 大阪市淀川区野中北1-12-39)
³工修 (独)土木研究所 CAESAR (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
⁴工博 (独)土木研究所 地質・地盤材料グループ(元CAESAR) (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

1. はじめに

インテグラルアバット構造は、橋台壁と単列の杭基礎を直接接合した構造であり、剛体として設計されるフーチングを介して基礎へ荷重を伝達する従来の構造とは、橋台壁から杭基礎への荷重の伝達機構や橋台壁・基礎接合部の破壊形態が異なるため、橋台壁・基礎接合部においてはこれらを考慮した設計が必要である。しかし、インテグラルアバット構造において橋台壁から杭基礎へのどのように荷重が伝達されるのか、橋台壁・基礎接合部がどのような破壊形態となるのか等について実験や解析により検討した事例がない。

そこで、平面骨組解析及び 3 次元 FEM 解析を行い、橋台壁及び橋台壁・基礎接合部の荷重伝達機構や破壊形態を確認する。また、これらを考慮した接合部の設計法を提案する。

2. 全体系の平面骨組解析による試設計

インテグラルアバット構造の一般的な諸元や配筋を確認するため、全体系の平面骨組解析を用いた試設計を行い、橋台壁の鉄筋量、鋼管杭の部材厚、杭頭の中詰め補強鉄筋量を設定する。なお、試設計にあたっては、文献 1)を参考にした。

(1) 試設計の対象・条件

1) 試設計の対象

図-2.1 に解析モデルの概略図を示す。図-2.1 は、文献 1)において定められている、インテグラルアバット構造の適用範囲の上限となる橋長 40m、橋台高 10m のケースである。これを基本ケースとして、橋長・橋台高・杭基礎の剛性・橋台壁厚をパラメータ

として表-2.1 のとおり試設計ケースを設定する。case1 から case4 では、橋長及び橋台高をパラメータにしてインテグラルアバット構造の適用範囲の上下限において諸元がどの程度になるか確認する。また、case5 では、橋長及び橋台高を変えずに杭基礎の剛性と橋台壁厚を変えたときにどのような影響があるのか確認する。なお、解析モデルの設定にあたって、杭径と杭本数は鉛直支持力の照査を満足するように、また壁厚は杭の標準的な縁端距離(最外縁の杭の周面からフーチング端部までが 0.5D、D: 杭径)とした。

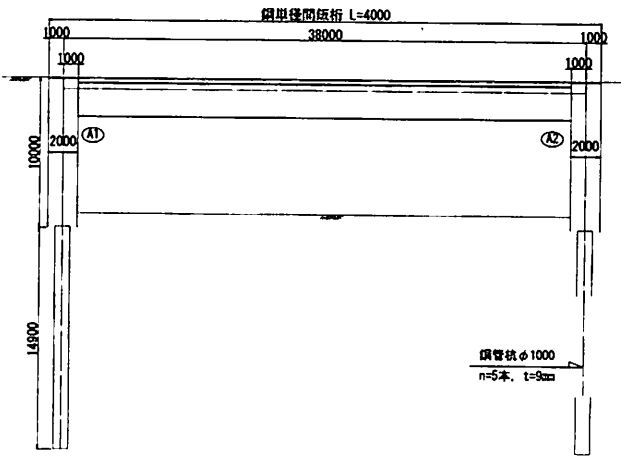


図-2.1 解析モデルの概略図（基本ケース）

表-2.1 試設計ケース

case	橋長	橋台高	杭基礎	橋台壁厚
1	40m	10m	φ1000-5 本	2000mm
2		5m	φ1000-3 本	2000mm
3	10m	10m	φ1000-5 本	2000mm
4		5m	φ800-3 本	1600mm
5		5m	φ500-5 本	1000mm

図-2.2 に地盤条件を示す。地盤種別は、インテグラルアバット構造の適用性が高いⅡ種地盤とした。また、橋台背面アプローチ部は、良質な材料で十分な施工管理が行われた場合の土質定数(N 値 10)を仮定した(図-2.2)。

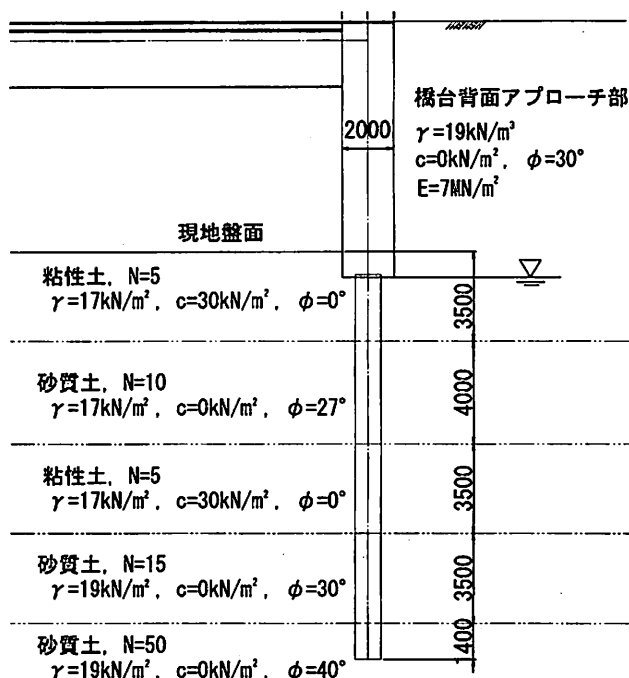


図-2.2 地盤条件及び地層構成

2) 試設計条件

本検討では、常時・温度時・レベル1地震時(以下、L1時)に対して試設計を実施する。これらの荷重条件においては上部構造及び下部構造躯体、杭は弾性範囲にとどまることが要求されるため、これらの部材は線形部材としてモデル化する。また、地盤抵抗は図-2.3に示すように、節点集約の線形ばねとしてモデル化する。なお、ばねの配置間隔は、橋台壁で500mm、杭部材で200mmである。なお、上部構造の断面剛性は、概略計算により決定した。

荷重ケースは、以下の3ケースとする。単径間の橋台ではレベル1地震動に対する照査を満足すればレベル2地震動に対しても性能が確保できると考えられることから、地震時はL1時までとしている。

- ・常時：死活荷重＋常時土圧＋載荷重による土圧
- ・温度時：上記の常時で作用する荷重＋温度荷重
- ・L1時：死荷重＋慣性力＋地震時土圧(片側のみ)

なお、常時および温度時の橋台背面の土圧は、全設計土圧が作用する場合と全設計土圧の1/2が作用する場合とした。また、載荷荷重による土圧は、片側載荷、両側載荷、側圧無のケースとし、これについても全設計土圧の1/2の場合を考慮する。L1時の

作用に用いる設計水平震度はⅡ種地盤における最大値とし、躯体慣性力に対して0.25、地震時土圧に対して0.20とする。

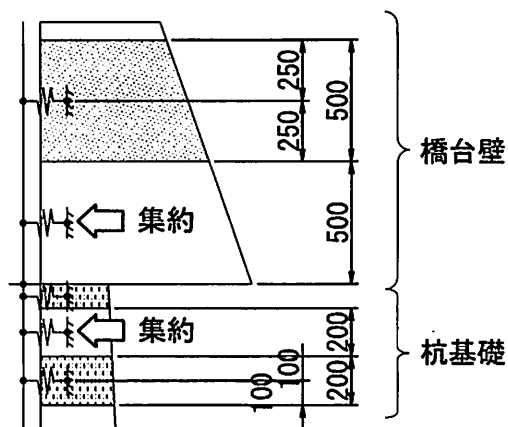


図-2.3 節点集約方法

(2) 試設計結果

表-2.3に試設計結果を示す。ここで、橋台壁の下面鉄筋について、従来の杭頭接合部の設計法に準じた場合、設計上は杭頭に作用する水平力に対してコンクリート部材のみで負担するため、橋台壁下面の鉄筋量を求めることができない。このため、ここでは表-2.3に示す断面計算で求めた橋台壁の鉛直方向鉄筋を橋台壁下面に沿ってコの字型に配筋することとした。

試設計結果より、インテグラルアバット構造の適用範囲内において橋台壁や杭基礎がどの程度の諸元になるかについて以下の知見を得た。

- ・ラーメン構造のため橋台壁天端の曲げモーメントが卓越し、橋台壁の鉛直方向鉄筋量は従来の橋台壁に比べて多くなる傾向にある。
- ・杭基礎の諸元(鋼管杭の板厚及び杭頭中詰め補強鉄筋量)は、従来の橋台基礎と同等あるいはそれ以上となる。
- ・橋台壁の下面鉄筋量は、橋台壁の部材設計で決定した鉛直方向鉄筋と同量を配筋すれば、従来の橋台フーチング下面と同等あるいはそれ以上となる。

図-2.4に骨組解析により得られた橋台壁天端および杭頭の応答水平変位を示す。いずれのケースにおいても支持力照査や部材照査により諸元が決定され、また、水平変位に対しては両橋台の背面地盤が抵抗することから、橋台壁天端および杭頭の応答水平変位は小さく、許容変位を下回っている。

表-2.3 平面骨組解析を踏まえた設計結果

		case1	case2	case3	case4	case5	
初期条件	構造諸元	橋長	40m	40m	10m	10m	10m
		橋台高	10m	5m	10m	5m	5m
		橋台壁厚	2000mm	2000mm	2000mm	1600mm	1000mm
		杭径	φ 1000	φ 1000	φ 1000	φ 800	φ 500
		杭本数	5本	3本	5本	3本	5本
設計結果	橋台壁鉛直鉄筋	主鉄筋	D35φ125	D35φ125	D32φ125	D16φ250	D22φ250
		配力鉄筋	D29@250	D29@250	D29@250	D13@250	D16φ250
		中間帯鉄筋	D29@1000	D29@1000	D29@1000	D13@1000	D16@1000
	橋台壁下面鉄筋	主鉄筋（橋軸方向）	D35φ125	D35φ125	D32φ125	D16φ250	D22φ250
		主鉄筋（直角方向）	D29@250	D29@250	D29@250	D13@250	D16φ250
	杭基礎	板厚	11mm	18mm	14mm	9mm	9mm
		材質	SKK400	SKK490	SKK490	SKK400	SKK400
	杭頭接合部	中詰め補強鉄筋	D16-24本	D32-24本	D35-22本	D16-18本	D16-18本
		材質	SD345	SD490	SD490	SD345	SD345

橋台壁の鉛直方向鉄筋
(部材設計にて鉄筋量を決定。
前背面は、同径・同間隔とする。)

橋台壁の配力鉄筋
(鉛直方向鉄筋量の1/3以上)

中間帯鉄筋
(配力鉄筋と同径)

橋台壁の下面鉄筋（橋軸方向）
(橋台壁前背面側の鉛直方向鉄筋を
橋台壁下面に沿ってコの字型に配置。)

杭頭中詰め補強鉄筋
(仮想RC断面の照査により決定。)

橋台壁の下面鉄筋（直角方向）
(橋軸方向の橋台壁下面鉄筋量の1/3以上)

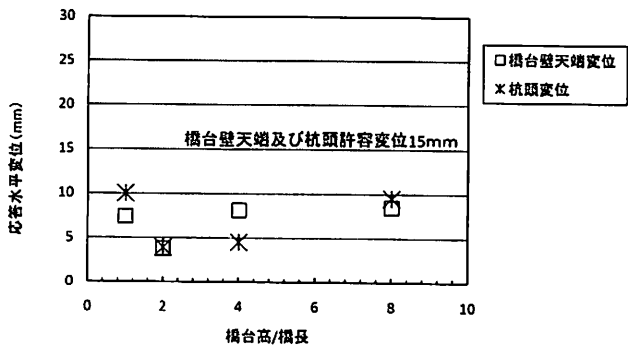


図-2.4 骨組解析により得られた橋台壁天端および杭頭の応答水平変位

3. 杭頭結合部の有効幅に着目した 3 次元 FEM 解析モデル

(1) 目的

2.の試設計で得られた構造諸元を対象とした 3 次元 FEM 解析を行い、橋台壁から杭基礎にどのような荷重が伝達されるかを確認する。

(2) 解析ケース

表-3.1 に解析ケースを示す。表中の解析ケース C1 は、表-2.4 に示した基本ケースの case1 の設計結果を反映したものであり、インテグラルアバット構造の適用範囲のなかで荷重条件が最も厳しくなるケースである。これに対して、解析ケース C2 は橋台壁の鉛直方向鉄筋及び下面鉄筋が最も少なくなるケース、解析ケース C3 は C1 に対して橋台壁の厚さが半分となるケースである。各ケースの荷重の伝達機構や破壊形態、橋台壁・基礎接合部の耐力を確認すると同時に、壁厚や橋台壁の鉄筋量の違いが及ぼす影響についても確認する。

表-3.1 解析ケース

ケース	橋台壁		杭 径 (mm)
	壁 厚 (m)	鉛直方向及び下面の鉄筋量 (橋軸方向, 直角方向)	
C1	2.0	D35-125, D29-250	1000
C2	1.6	D16-250, D13-250	800
C3	1.0	D22-250, D16-250	500

(3) 解析モデル

図-3.1 のように 1 本の鋼管杭を接合する周辺の橋台壁を取り出し、図-3.2 のようにモデル化する。以下に、解析モデルの概要を示す。

- ・鋼管杭の埋め込み部(10cm)を弾性体でモデル化し、鋼管杭からの断面力をこの弾性体に作用させる。
- ・橋軸方向および橋軸直角方向の地震時の杭頭部の断面力 (M, N, S) を鋼管杭に作用させる。

接合部の水平せん断破壊も評価するため、コンクリートと鉄筋の非線形性を考慮する。

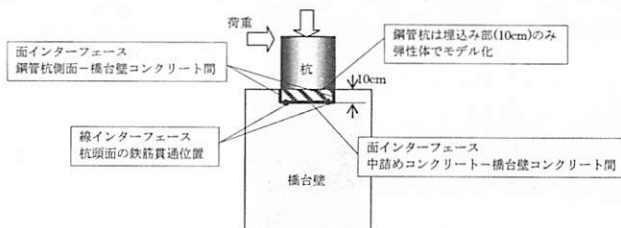


図-3.1 解析モデルの概念図

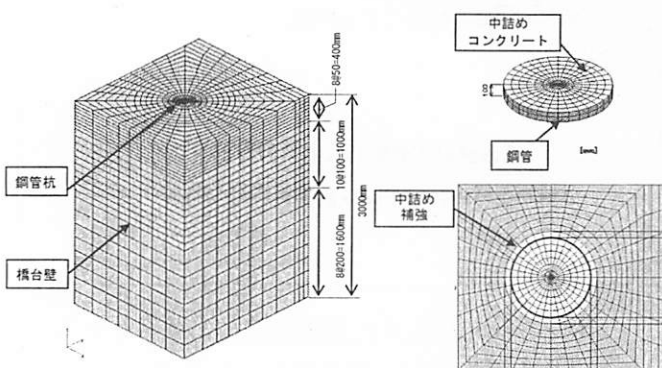


図-3.2 解析モデル

1) 解析要素

表-3.2 に解析に用いた要素を示す。各材料の境界はインターフェース要素としてモデル化する。また、鋼管杭はシェル要素、コンクリートはソリッド要素、鉄筋はバー要素でそれぞれモデル化する。

表-3.2 解析要素

部位	解析要素
鋼管杭	4 節点 4 角形シェル要素
中詰めコンクリート	6 節点ソリッド要素, 8 節点ソリッド要素
橋台壁コンクリート	6 節点ソリッド要素
鋼管杭側面-橋台壁コンクリート間	面インターフェース要素

中詰めコンクリート-橋台壁コンクリート間	
杭頭面の鉄筋貫通位置	線インターフェース要素
鉄筋	BAR タイプ埋込み鉄筋要素

2) コンクリートの特性

中詰めコンクリートは線形材料、橋台壁コンクリートは非線形材料とする。材料物性値を表-3.3 に示す。設計条件の設計基準強度 24N/mm^2 、粗骨材の最大寸法 25mm からコンクリート標準示方書²⁾を参考に設定する。なお、圧縮破壊エネルギー G_{Fc} は、中村らによる式²⁾から算出した。非線形解析におけるコンクリートの構成則には、回転ひび割れモデルを用いる。回転ひび割れモデルは、ひび割れを分散的に考慮したモデルで、ひび割れ面を常に最大主ひずみ直行方向に一致させる方法である。

表-3.3 コンクリートの材料物性値

	杭中詰め	橋台壁	計算式
設計基準強度 $\sigma_{ck}(\text{N/mm}^2)$	24	—	—
ヤング係数 (N/mm^2)	2.5×10^4	—	—
ポアソン比 ν	0.2	—	—
引張強度 $\sigma_t(\text{N/mm}^2)$	—	1.91	$0.23\sigma_{ck}^{2/3}$
粗骨材最大寸法 $d_m(\text{mm})$	25	—	—
引張破壊エネルギー $G_{Ft}(\text{N/mm})$	—	0.084	$0.01d_m^{1/3} \sigma_{ck}^{1/3}$
圧縮破壊エネルギー $G_{Fc}(\text{N/mm})$	—	43.0	$8.77\sigma_{ck}^{1/2}$

3) 鋼材

鋼管杭は線形材料とする。鉄筋は非線形材料とし、完全弾塑性バイリニア型の応力ひずみ関係で、鉄筋とコンクリート間の付着に島らの付着応力-ずれ関係^{3) 4)}を用いる。材料物性値を表-3.4 に示す。

表-3.4 鋼材および鉄筋の材料物性値

	種類	ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$	断面積 (mm^2)	非線形特性
鋼管杭	SKK400		18.0	
鉄筋	D13	2.0×10^5	126.7	島モデル ^{3) 4)}
	D16		198.6	
	D29		642.4	
	D35		956.6	

4) 接触面の扱い

鋼管杭側面-橋台壁コンクリートの境界面は法線方向の圧縮のみ剛とするノーテンションモデル、中詰めコンクリート-橋台壁コンクリートの境界面はクーロン摩擦モデル、杭頭部の中詰め補強鉄筋は島らが提案した鉄筋のひずみ-すべり量から求めた応力-相対変位関係とする^{3) 4)}。

(4) 荷重条件

図-3.3 に荷重作用の概要図を示す。載荷方法は、2 の平面骨組解析で求めた各荷重条件における杭頭の断面力に基づき、荷重増分法で杭体の埋込部に分

布荷重で作用させる。作用方向は橋軸方向である。
 なお、設計荷重は L1 時までであるが、本解析では橋台壁が破壊に至るまでの状況を確認するため、レベル 1 地震以上の荷重についてはこの荷重をもとに、橋台壁下面のコンクリートが破壊することで解析が不可能になるまで荷重を作用させた。

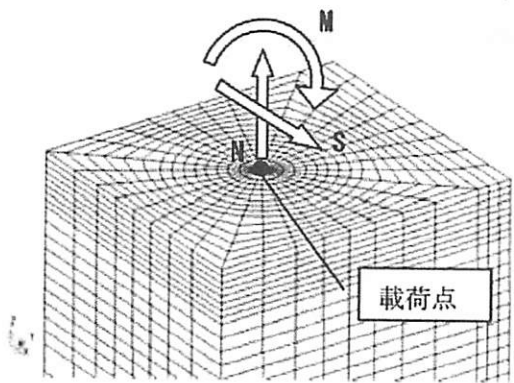


図-3.3 荷重の作用概念図

4. 解析結果

図-4.1 に、最大載荷重時の橋台壁の鉛直方向鉄筋の応力分布図を示す。同図には、杭前面に配筋された 5 本の鉄筋の発生応力度を示しており、それぞれの鉄筋と杭との位置関係は、図-4.2 に示す通りである。いずれのケースにおいても、鉄筋②、鉄筋③ Y 座標は杭最外縁とほぼ同じ位置にであり、鉄筋②④間の距離は各ケースの杭径に等しい。また、鉄筋③の Y 座標は杭中心位置とほぼ同じ位置である。①⑤の鉄筋は杭径より外側に配筋されている鉄筋である。横軸は橋台壁下面からの距離、縦軸は鉛直方向

鉄筋の引張応力を示している。
 これらの図より、解析ケースによらず、杭頭付近(横軸 = 0 付近)では鉄筋①および⑤という、杭前面に位置していない鉄筋にはほとんど応力度が発生していない一方、杭前面の鉄筋すなわち鉄筋②～④には鉄筋①や⑤よりも大きな応力度が発生している。すなわち、橋台壁付近では、荷重に対して抵抗するのは杭前面の鉄筋のみであることが確認できる。ただし、橋台壁下面から杭径の 2 倍程度離れたと、橋軸方向に載荷した場合の 5 本の鉄筋および橋軸直角方向に載荷した場合の 3 本の鉄筋の発生応力度は均一になっており、鉄筋の違いによる発生応力度の違いは無い。以上から、橋台壁下面から杭径の 2D 以上離れた範囲においては、橋台の全幅が抵抗するものとして期待できると考えられる。

5. 有効幅を考慮した設計法の提案

以上の解析結果から、インテグラルアバット構造の橋台壁・基礎結合部では、曲げモーメントに対し、図-5.1 に示すように橋台壁下面からの距離によって抵抗領域を変化させ、有効幅を考慮した設計を行うのがよいと考えられる。例えば、図-5.2 に示す曲げモーメントの分布例のように、橋台壁の断面照査は、曲げモーメントが最大となる位置に加えて有効幅との関係で厳しくなる位置でも実施する等の設計法が考えられる。ただし、せん断力に対する設計では、局部的に橋台壁・基礎接合部でせん断破壊することはないと考えられること等から、全幅を有効としてよいと考えられる。

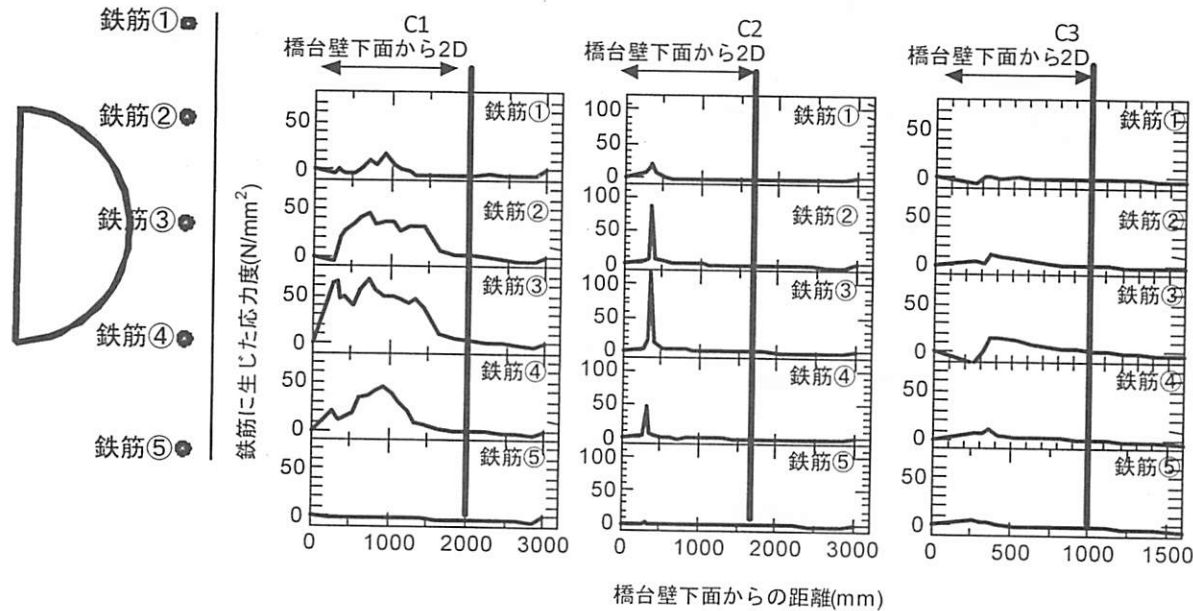


図-4.1 橋台壁側面の鉛直方向鉄筋の発生応力度(最大荷重時)

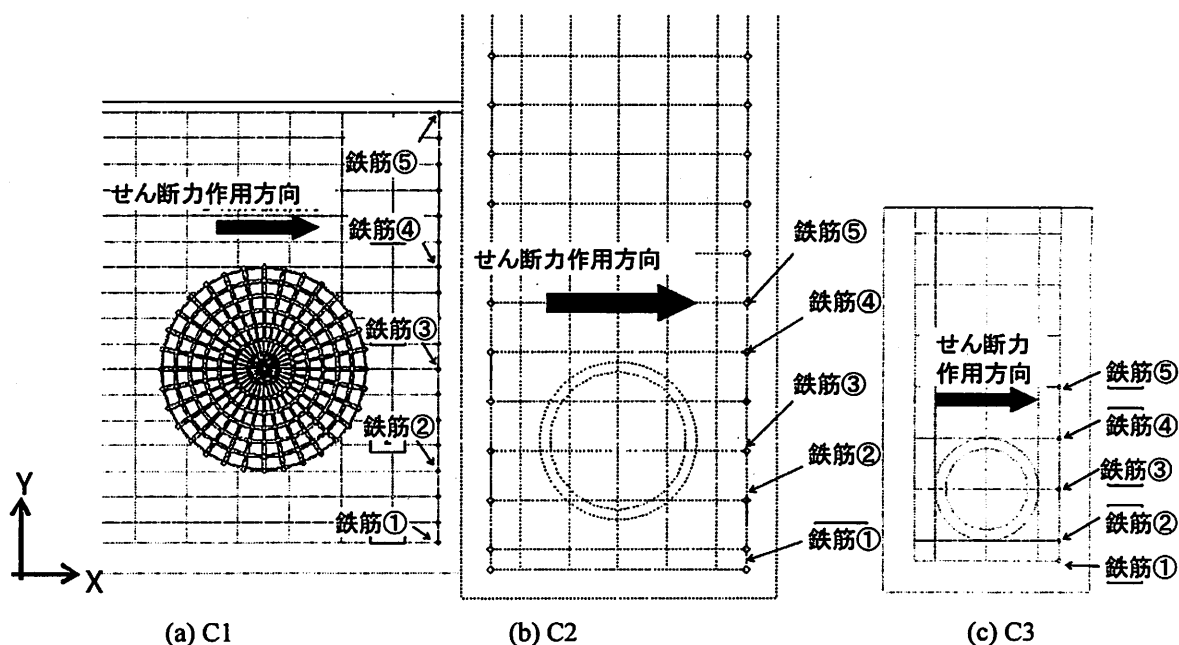


図-4.2 杭と鉄筋の位置関係

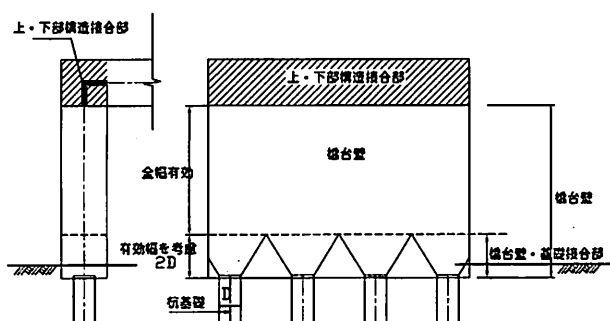


図-5.1 橋台壁の有効幅の設定

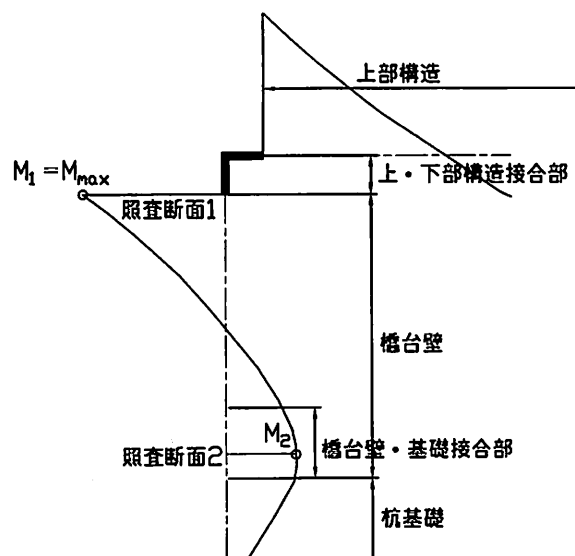


図-5.2 橋台壁の曲げモーメント分布の例

6. まとめ

本研究では、インテグラルアバット構造を対象として試設計を行い、設計結果で得られた構造に対して3次元FEM解析を実施し、橋台壁・基礎結合部の設計方法について検討した。

試設計の結果、インテグラルアバット構造では、従来の構造と同程度ないしそれ以上の鉄筋等が必要となることが分かった。また、3次元FEM解析の結果、橋台壁下面から杭径の2倍程度の区間では、橋台全幅が抵抗要素とはなり得ないことが明らかとなった。この結果に基づき、橋台壁下面から杭径の2倍の区間について、曲げモーメントに対して抵抗抵抗領域を減じた設計を行うことを提案した。

参考文献

- 1)独立行政法人土木研究所：大きな変位を受ける杭基礎の地盤水平抵抗のモデル化について，土木研究所資料 第4100号，pp.75-80，2008.3.
- 2)H.Nakamura, T.Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001.
- 3)島弘他：異型鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性，土木学会論文集第378号/V-6, 1987.2.
- 4)島弘他：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異型鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集第378号/V-6, 1987.2.