

東海第二発電所 第 5 回設計及び工事計画審査資料	
資 料 番 号	補足-28 改 1
提 出 年 月 日	2026 年 8 月 27 日

東海第二発電所

設計及び工事計画に係る補足説明資料

第 5 回申請

(防潮堤（鋼製防護壁）の耐震・強度計算書に係る補足説明)

< 3 章 >

2026 年 8 月

日本原子力発電株式会社

本資料中の は、商業秘密又は防護上の観点で公開できません。

目 次

1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明
2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明
3. 防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁部の残置影響評価に関する補足説明
4. 防潮堤（鋼製防護壁）の接合アンカーに関する補足説明
5. 防潮堤（鋼製防護壁）の止水機構に関する補足説明

3. 防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁部の残置影響評価に関する補足説明

目 次

1. 残置影響評価の目的及び概要	1
1.1 目的	1
1.2 概要	1
2. 残置影響評価方法の検討	3
2.1 残置影響評価方法に係る策定フロー	3
2.2 地中連続壁部の不具合事象の整理	4
2.2.1 現状確認済の不具合事象（施工による不具合）	4
2.2.2 将来的に想定すべき不具合事象	6
2.3 不具合事象により誘発される事象の整理・分類	10
2.4 誘発事象を考慮した設計及び施工への影響の検討	13
2.4.1 局所的な損傷による影響（分類 No. 1）	13
2.4.2 大変形による影響（分類 No. 2）	13
2.4.3 同一深度への損傷の集中による影響（分類 No. 3）	13
2.4.4 経年劣化の進展による影響（分類 No. 4）	14
2.4.5 近傍工事への影響（分類 No. 5）	14
2.5 残置影響評価モデルの設定	15
2.5.1 残置影響評価モデル設定の考え方	15
2.5.2 残置影響評価モデルにおける発生断面力の保守性について	18
2.5.3 残置影響評価モデルにおける防潮堤（鋼製防護壁）の構造概要	22
3. 耐震評価	25
3.1 残置影響評価方法	25
3.1.1 評価方法の概要	25
3.1.2 評価条件	27
3.1.3 評価実施内容	37
3.2 評価結果	38
3.2.1 評価結果総括	38
3.2.2 評価結果詳細	41
3.3 耐震評価のまとめ	224
4. 耐津波評価	225
4.1 残置影響評価方法	225
4.1.1 評価方法の概要	225
4.1.2 評価条件	228
4.1.3 評価実施内容	233
4.2 評価結果	234
4.2.1 評価結果総括	234

4.2.2 評価結果詳細	237
4.3 耐津波評価のまとめ	441
5. 概略配筋図及び構造仕様	443
5.1 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図	443
5.2 鋼管杭の構造仕様	449
5.3 巻立て鉄筋コンクリートの概略配筋図	450
5.4 杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）の概略配筋図	454
5.5 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図	455
5.6 中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図	460

防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁部の残置影響評価に関する参考資料

- （参考1）部分欠損モデルとの比較による残置影響評価モデルの保守性の確認について
- （参考2）鉄筋の腐食（経年劣化）について
- （参考3）中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の鉄筋定着について
- （参考4）基礎地盤の鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価について
- （参考5）3次元静的フレーム解析による支持性能評価について

1. 残置影響評価の目的及び概要

1.1 目的

本章では、防潮堤（鋼製防護壁）基礎において、不具合が確認された地中連続壁部を残置することによる影響について評価する。この評価にあたっては、残置された地中連続壁部が剛性の高い鉄筋コンクリート構造として一体化されないものの、中実鉄筋コンクリートの外周を囲むように隣接していることから、これに伴う影響を整理し、評価を行う（以下、本検討を「残置影響評価」という。）。なお、当該地中連続壁部の不具合に関する調査結果及び、それに基づき当該地中連続壁を残置するとした経緯及び検討結果については補足説明資料「補足-27（防潮堤（鋼製防護壁）の設計変更に係る補足説明）」に示す。

1.2 概要

残置影響評価では、現状で確認済の不具合事象及び将来的に想定すべき地中連続壁部の不具合事象を整理、分類し、これらによって誘発される事象が防潮堤（鋼製防護壁）の各構造部材の設計及び施工に与える影響について検討する。設計に与える影響として、地中連続壁部の局部的損傷、大変形、損傷の集中、経年劣化の進展等、地中連続壁部の耐荷力が低下することに起因する影響に加え、地中連続壁部が中実鉄筋コンクリートと一体化することによる基礎に発生する断面力の増大がある。また、施工に与える影響としては、近傍で実施される鉄筋コンクリートの構築及び地盤改良工事との干渉を考慮する。これらの影響検討の結果、設計及び施工に影響があると評価した事象については、その影響を最大限保守的に反映した評価モデル（以下「残置影響評価モデル」という。）を設定し、これに基づく構造解析及び評価方法を立案する。構造解析においては、残置影響評価モデルを用い、地震動や地盤特性を考慮した解析を実施することにより、想定し得る最大の断面力を算出する。また、部材断面の応力度照査においても、最大限保守的な条件設定に基づく照査を行う。これらの結果に基づき、本評価が十分な保守性を有することを確認する。

残置影響評価モデルの立案及び当該モデルを用いた検討にあたっては、残置される地中連続壁に接触しており、直接、その強度及び剛性に対し大きな影響を受ける中実鉄筋コンクリートについて保守的な評価方法を設定し、この評価においても中実鉄筋コンクリートが十分な構造強度を有することを確認する。保守的な評価とするため、実際には地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートは一体化せずに施工するのに対し、残置影響評価においては、地中連続壁部が健全であり、かつ中実鉄筋コンクリートと一体化するものと仮定して評価する。これは、一体化した場合、構造解析による断面力の算定においては、基礎構造の断面積及び断面剛性が増大し、設計荷重が作用した際に発生する断面力が評価上想定し得る最大となるためである。この仮定の下では、地中連続壁部についても荷重を負担する部材として扱う。一方、部材断面の応力度照査においては、中実鉄筋コンクリートに対して保守的な評価とする観点から、断面力の算定においては健全であると仮定した地中連続壁部は、その強度を期待しない原地盤として扱い、荷重を負担しないものとする。すなわち、中実鉄筋コンクリートの部材断面の応力度照査においては、最大限保守的となるように、荷重を負担する部材としては想定し得る最小断面となる中実鉄筋コンクリートのみを対象として照査を行うものとする。

以上のように、残置影響評価においては、特に中実鉄筋コンクリートについて、想定し得る最大の断面力の作用を仮定するとともに、荷重を負担する部材としては、想定し得る最小の部材断面を

仮定する。このように最大限保守的に仮定した評価条件においても、構造変更後の中実鉄筋コンクリートが十分な構造強度を有することを確認し、本構造が十分な保守性を有することを示す。

なお、残置影響評価モデルにおいては、中実鉄筋コンクリート及び地中連続壁部が負担する荷重割合が大きくなることから、構造変更により追加した鋼管杭及びその上端に配置する巻立て鉄筋コンクリートが負担する荷重割合は相対的に小さくなる。一方、不具合を有する地中連続壁部を構造部材として考慮せず、強度を期待しない原地盤とした設計モデル（以下「工認設計モデル」という。）においては、残置影響評価モデルに比較して、鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートが負担する荷重割合は想定し得る最大となる。したがって、鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートについては、工認設計モデルにより評価することが最も保守的である。工認設計モデルによる評価結果は、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」及び「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」に示す。

2. 残置影響評価方法の検討

2.1 残置影響評価方法に係る策定フロー

地中連続壁部の不具合事象及び不具合により誘発される事象を整理し、防潮堤（鋼製防護壁）の設計及び施工に与える影響について検討する。その検討結果を残置影響評価モデルに反映するとともに、耐震評価及び耐津波評価における具体的な残置影響評価方法を策定するための検討を行う。残置影響評価方法の策定フローを図 2.1-1 に示す。

「地中連続壁部の不具合事象の整理」においては、既に施工不具合として確認済の項目に加え、経年劣化や施工への影響も含めて、将来的に想定すべき事象を抽出、整理する。

「不具合事象により誘発される事象の整理・分類」においては、抽出された不具合事象により誘発される事象の詳細を想定する。誘発される事象は、誘発される可能性のある時期や状態を考慮し、また、設計だけでなく施工に与える影響も踏まえた上で整理し、地中連続壁部における損傷の位置・範囲・集中度、変形の可能性、経年劣化、施工に与える影響の観点から分類する。

「誘発事象を考慮した設計及び施工への影響の検討」においては、分類した誘発事象のそれぞれに対し、防潮堤（鋼製防護壁）の各構造部位への設計及び施工に対する影響の有無を検討する。設計及び施工への影響があると評価した事象に対しては、具体的で十分な保守性を有する残置影響評価モデルの設定に反映する。

「残置影響評価モデルの設定」においては、設計及び施工への影響検討で「影響がある」と判断された誘発事象を十分に考慮して残置影響評価モデルを設定する。その際に、誘発事象の影響を最大限に考慮したとしても、鉄筋コンクリート構造物の健全性が保たれ、十分に保守性を有する評価方針とする。この評価方針を「3. 耐震評価」及び「4. 耐津波評価」における残置影響評価方法に反映させることで、十分に保守性を有する鉄筋コンクリート構造物の評価を行う。

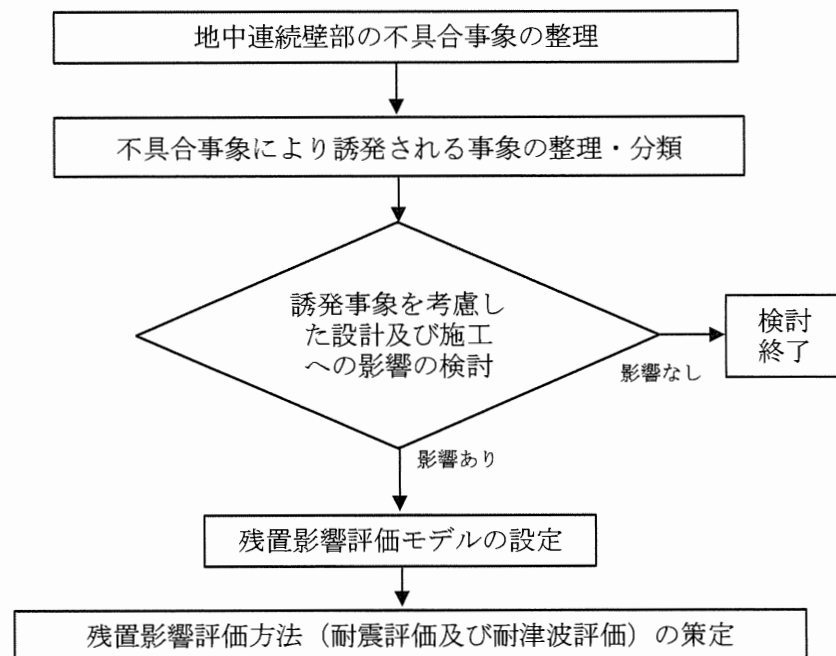


図 2.1-1 残置影響評価方法の策定フロー

2.2 地中連続壁部の不具合事象の整理

地中連続壁部の不具合事象については、既に施工不具合として確認済の項目に加え、経年劣化のような将来的に想定すべき事象も含めて抽出、整理する。

2.2.1 現状確認済の不具合事象（施工による不具合）

既に施工不具合として確認済の不具合事象は、コンクリートの未充填、鉄筋の変形・脱落・欠損及び鉄筋の高止まりである。不具合事象のイメージを図 2.2-1 に、不具合事象における目視確認済と目視未確認の区分を図 2.2-2 に示す。

(1) コンクリートの未充填

地中連続壁部の地山側は、中実部側壁面のように目視観察による状況確認ができていない（図 2.2-2 参照）。そのため、コンクリートの未充填に係る不具合の全容は把握できておらず、鉄筋コンクリート部材の強度及び剛性の低下、不均一性が生じる可能性がある。

(2) 鉄筋の変形・脱落・欠損

鉄筋の変形・脱落・欠損については、コンクリートの未充填同様、不具合の全容は把握できていない（図 2.2-2 参照）。また、目視観察にて状況確認ができている中実部側において発生箇所が偏在している。以上のことから鉄筋コンクリート部材としての強度及び剛性の低下、不均一性が生じる可能性がある。

(3) 鉄筋の高止まり

鉄筋が高止まりした箇所には、鉄筋が配置されていないことから、鉄筋コンクリート部材としての強度及び剛性の低下が生じる可能性がある。

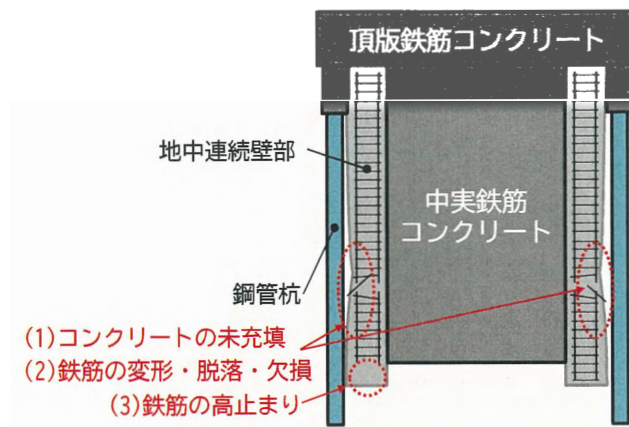


図 2.2-1 現状確認済の不具合事象イメージ

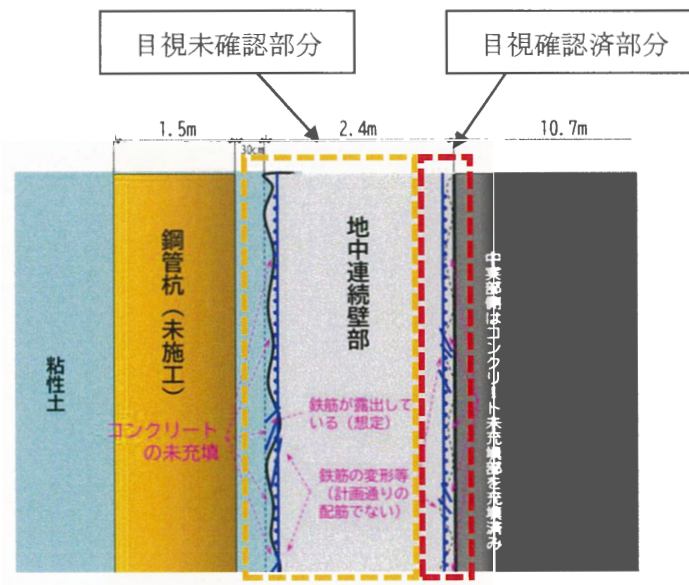


図 2.2-2 不具合事象における目視確認済と目視未確認の区分

2.2.2 将来的に想定すべき不具合事象

将来的に想定すべき不具合事象としては、不具合を有する地中連続壁部の経年劣化の進行に伴い、中実鉄筋コンクリートの構造物としての健全性が損なわれること及び不具合事象の施工への影響を想定する。

(1) 経年劣化

経年劣化に関する不具合事象の抽出については、「コンクリート構造物及び鉄骨構造物の技術評価書（日本原子力発電株式会社，平成 30 年）」における高経年化に係る技術評価を参考に行う。本技術評価において、コンクリート構造物に関しては、将来的に想定すべき劣化要因として、コンクリートの中性化、塩分浸透、凍結融解、アルカリ骨材反応が抽出されている。この中で、劣化に影響がある化学的侵食の一つとして塩分浸透が抽出されているが、ここでは、塩分浸透以外の化学的侵食についても評価する。

これらの各要因に関する以下の検討の結果、将来的に想定すべき不具合要因は、コンクリートの中性化、塩分浸透であり、それらの要因によって発生する鉄筋の腐食を想定した上で、中実鉄筋コンクリートへの波及的影響を評価する。

a. 中性化

コンクリートは二酸化炭素の作用を受けると、表面から徐々にそのアルカリ性を失い中性化する。中性化がコンクリートの内部に浸透し、鉄筋を保護する能力が失われると、鉄筋はコンクリート中の水分及び酸素の作用により腐食し始め、腐食に伴う体積膨張によりコンクリートにひび割れや剥離が生じ、鉄筋コンクリート構造物としての健全性が失われる可能性がある。中性化に起因する鉄筋腐食による劣化のイメージを図 2.2-3 に示す。

b. 塩分浸透

コンクリート中に塩化物イオンが浸透し、鉄筋位置まで達すると、鉄筋の腐食が徐々に進行し、鉄筋の膨張によりコンクリートにひび割れや剥離が生じ、鉄筋コンクリート構造物としての健全性が損なわれる可能性がある。塩分浸透に起因する鉄筋腐食による劣化のイメージを中性化とともに図 2.2-3 に示す。

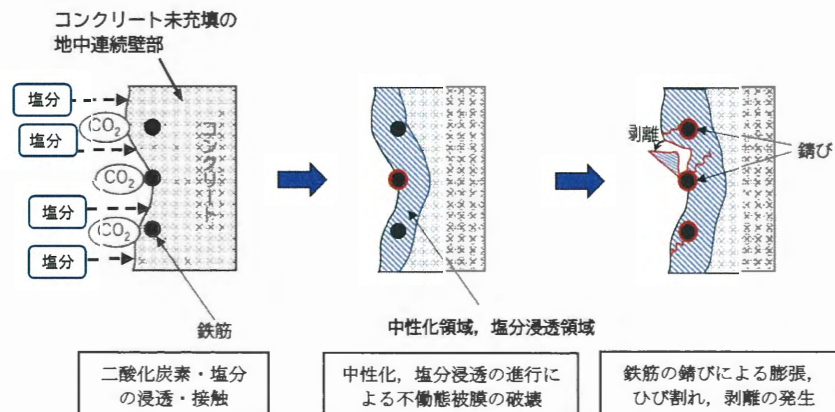
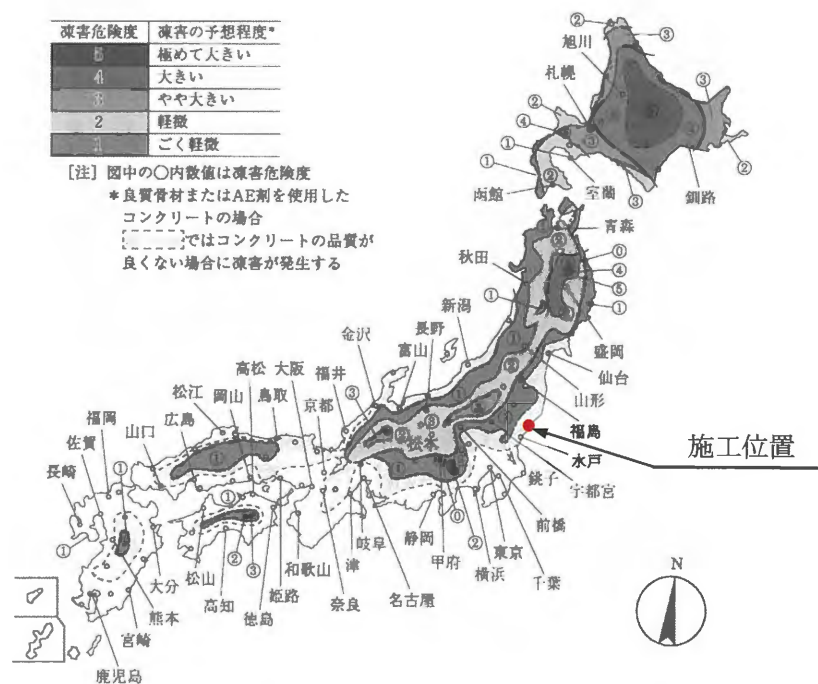


図 2.2-3 中性化及び塩分浸透に起因する鉄筋腐食による劣化のイメージ

c. 凍結融解

コンクリート中の水分が凍結し、それが気温の上昇や日射を受けること等により融解する凍結融解を繰り返すことでコンクリートにひび割れが生じ、コンクリート構造物としての健全性が損なわれる可能性がある。

ただし、この凍結融解の繰り返し作用に関しては、以下の理由により劣化要因から除外できると判断する。日本建築学会「高耐久性鉄筋コンクリート造設計施工指針（案）・同解説（1991）」によると、凍害危険度が2以上の地域は、凍結融解を含む凍害を考慮する必要がある地域とある。しかしながら、当該地域は、日本建築学会「建築工事標準仕様書・同解説 J A S S 5 鉄筋コンクリート工事（2022）」に示されている凍害危険度の分布図（図 2.2-4）によると、凍害危険度の「1：ごく軽微」よりも危険度が小さい地域に該当している。さらに、地中連続壁部は地中にあることから、日射を受けることはなく、気温の変化も小さく、凍結及び融解作用の繰り返しが生じることはなく、凍結融解によるコンクリートの劣化が進行することはないと判断した。



注記 *：「建築工事標準仕様書・同解説 J A S S 5 鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2022.11）」

図 2.2-4 凍害危険度の分布図*

d. アルカリ骨材反応（アルカリシリカ反応）

アルカリ骨材反応は、コンクリート中に存在するアルカリ溶液と、骨材中に含まれる反応性のシリカ鉱物の化学反応である。このとき生成されたアルカリ・シリカゲルが周囲の水を吸収し膨張すると、コンクリートにひび割れが生じ、コンクリート構造物としての健全性が損なわれる可能性がある。

したがって、現在、JIS A 5308レディーミクストコンクリートにおいては、コンクリート1 m³中に含まれるアルカリ総量を規定するとともに、必要に応じてアルカリシリカ反応抑制対策を実施することを規定している。

地中連続壁部に使用したコンクリートの骨材は、アルカリ骨材反応に係るJIS A 5308の規定に合致していることを確認しているとともに、使用前のアルカリ骨材試験において、JIS A 5308の判定基準において無害であることを確認しているため、この要因についても劣化要因から除外できると判断した。

e. 化学的侵食

コンクリートが外部からの化学的作用を受け、その結果として、セメント硬化体を構成する水和生成物に変質あるいは分解して結合能力を失っていく劣化現象を総称して化学的侵食という。化学的侵食の要因は、酸類、アルカリ類、塩類、油類、腐食性ガス等、多岐にわたり、一般的な環境においては問題となることはないが、温泉地、酸性河川流域で問題となることがある。

地中連続壁が立地する環境は、海岸線に近接することから、海水と同等の地下水に接する。海水中に含まれる化学物質のうち、塩化物イオン以外（塩化物イオンについては、b. で説明）の化学物質で侵食の可能性がある物質は硫酸塩が挙げられ、海水中の硫酸イオン濃度は0.27 %程度である。一般に、コンクリートの耐久性や強度は、水セメント比が小さくなるほど高くなることが知られている。これに基づき、コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2022 年制定)の「3 章 耐久性に関する照査, 3.2.2 化学的侵食に対する照査」においては、表 2.2-1 に示すように「SO₄として0.2 %以上の硫酸塩を含む土や水に接する場合」には、最大水セメント比を50 %と規定している。これに対し、地中連続壁に使用したコンクリートの水セメント比は35 %以下であり、規定に対して十分小さい値である。以上のことから、地中連続壁のコンクリートに関して化学的侵食は進行しない。

表 2.2-1 化学的侵食に対する抵抗性を確保するための最大水セメント比
「コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2022 年制定)」

劣化環境	最大水セメント比 (%)
SO ₄ として0.2%以上の硫酸塩を含む土や水に接する場合	50
凍結防止剤を用いる場合	45

注) 実績, 研究成果等により確かめられたものについては, 表の値に5~10を加えた値としてよい。

(2) 施工への影響

地中連続壁部の不具合事象が施工への影響を及ぼす可能性のある工事は、地中連続壁部に近接しており、不具合の手当を実施していない地山側に計画している鋼管杭打設、地盤改良（セメント系・薬液注入）である。

a. 鋼管杭打設

本工事に適用する鋼管杭の施工方法は中掘り圧入工法である。中掘り圧入工法は、全周回転掘削機を用いて、切削ビット付鋼管杭を回転させて地盤を切削し、鋼管内側の土砂は中掘りして撤去しながら地盤に圧入する工法である。

鋼管杭と地中連続壁部の間には、30～50 cmの離隔はあるものの、切削ビット付鋼管杭の掘削及び設置時に、変形、脱落、欠損した鉄筋と干渉する可能性がある。

b. 地盤改良（セメント系）

本工事に適用する地盤改良（セメント系）の施工方法は、掘削・置換工法（流動化処理土）である。掘削・置換工法（流動化処理土）は、改良対象範囲の堆積層を開削除去し、流動化処理土により同範囲を埋戻し（置換）する工法である。

地盤改良（セメント系）の施工においては、改良範囲の掘削時に、変形、脱落、欠損した鉄筋が露出し、干渉する可能性がある。

c. 地盤改良（薬液注入）

本工事に適用する薬液注入による地盤改良の施工方法は、浸透注入方式の1つである結束細管多点注入方式である。結束細管多点注入方式は、1つのボーリング孔に結束した注入細管を挿入しシール材を充填・固定し、各注入細管より同時に低吐出で地盤に薬液を注入する工法である。

薬液注入による地盤改良の施工においては、ボーリング孔の削孔時に、変形、脱落、欠損した鉄筋が干渉する可能性がある。

2.3 不具合事象により誘発される事象の整理・分類

現状確認済の不具合事象及び将来的に想定すべき不具合事象としてコンクリートの未充填、鉄筋の変形・脱落・欠損、鉄筋の高止まり、経年劣化、施工への影響を抽出した。

これらの不具合事象については、各々が誘発し得る事象の詳細を想定し整理を行った。誘発される事象の整理にあたっては、発生が想定される時期や状態を踏まえるとともに、設計及び施工への影響についても考慮した。その整理結果を表 2.3-1 に示す。さらに、誘発される事象は、地中連続壁部における局所的な損傷、大変形、損傷の集中、経年劣化の進展及び施工に与える影響の観点から、図 2.3-1 の分類の概念図に示すように5つに分類する。不具合事象により誘発される事象の詳細及び分類の内容は以下のとおりである。

(1) 局所的な損傷による影響（分類 No. 1）

コンクリートの未充填及び鉄筋の変形・脱落・欠損により、地震荷重または津波荷重が作用した際、地中連続壁部の一部区間が損傷する。この損傷により、当該地中連続壁部に接する中実鉄筋コンクリート部に局所的な応力集中が生じる。

また、地中連続壁部下端において、鉄筋の高止まりにより無筋となった箇所は、地震荷重または津波荷重による引張及びせん断により損傷し、同様に中実鉄筋コンクリート部に局所的な応力集中を引き起こす。

(2) 大変形による影響（分類 No. 2）

コンクリートの未充填、鉄筋の変形・脱落・欠損により、地震荷重または津波荷重が作用した際、地中連続壁部の一部区間に大変形が生じる。この変形により、地中連続壁部のコンクリートの破損部が鋼管杭及び周辺構造物に接触したり、中実鉄筋コンクリートとの境界部に局所的な損傷を引き起こしたりする。

(3) 同一深度への損傷の集中による影響（分類 No. 3）

コンクリートの未充填、鉄筋の変形・脱落・欠損により、地震荷重または津波荷重が作用した際、地中連続壁部の同一深度に損傷が集中する。この損傷集中により、中実鉄筋コンクリートも含め、一面せん断破壊する。

(4) 経年劣化の進展による影響（分類 No. 4）

コンクリートの未充填及び鉄筋の変形・脱落・欠損により、特に目視未確認部分である地中連続壁の地山側においては、鉄筋の露出が生じる可能性がある。この露出に伴い鉄筋腐食が進行し、地中連続壁コンクリートにひび割れ等の劣化が発生する。さらに、これらの劣化は隣接する中実鉄筋コンクリートへ波及し、劣化の発生・進展を招く。なお、経年劣化による鉄筋腐食は、分類 No. 1 に示す局所的損傷の要因となり得る。

(5) 近傍工事への影響（分類 No. 5）

地中連続壁部の地山側の鉄筋の変形・脱落・欠損により、計画範囲の地盤改良や鋼管杭の施工ができなくなる。

表 2.3-1 不具合事象より誘発される事象の詳細内容と分類

現状確認済の不具合事象（施工による不具合）及び将来的に想定すべき不具合事象	状態	不具合事象より誘発される事象	分類
(1) コンクリートの未充填	地震・津波時	地中連続壁部の一部区間が損傷し、中実鉄筋コンクリートに局所的な応力集中が発生する。	1
(1) コンクリートの未充填	地震・津波時	地中連続壁部の一部区間に大変形が生じ、地中連続壁部のコンクリートの破損部が鋼管杭に接触する。	2
(1) コンクリートの未充填	地震・津波時	地中連続壁部の一部区間に大変形が生じ、地中連続壁部のコンクリートの破損部が周辺構造物に接触する。	2
(1) コンクリートの未充填	地震・津波時	地中連続壁部の一部区間に大変形が生じ、地中連続壁部のコンクリートの破損部が中実鉄筋コンクリートとの境界部に局所的な損傷を引き起こす。	2
(1) コンクリートの未充填 (4) 経年劣化	常時	地中連続壁部の鉄筋やコンクリートが劣化し、隣接する中実鉄筋コンクリートへも塩分浸透等（劣化）を発生・進展させる。	4
(2) 鉄筋の変形, 脱落, 欠損	地震・津波時	地中連続壁部が一部区間で損傷し、中実鉄筋コンクリートに局所的な応力集中が発生する。	1
(2) 鉄筋の変形, 脱落, 欠損 (4) 経年劣化	地震・津波時	地中連続壁部の鉄筋が地山側へ露出することにより、鉄筋が腐食して地中連続壁の一部区間が損傷し、中実鉄筋コンクリートに局所的な応力集中が発生する。	1
(2) 鉄筋の変形, 脱落, 欠損	地震・津波時	地中連続壁部の一部区間に大変形が生じ、地中連続壁部のコンクリートの破損部が鋼管杭に接触する。	2
(2) 鉄筋の変形, 脱落, 欠損	地震・津波時	地中連続壁部の一部区間に大変形が生じ、地中連続壁部のコンクリートの破損部が周辺構造物に接触する。	2
(2) 鉄筋の変形, 脱落, 欠損 (4) 経年劣化	常時	地中連続壁部の鉄筋が地山側へ露出することにより、鉄筋の腐食が加速して地中連続壁部のコンクリートにひび割れ等が発生し、隣接する中実鉄筋コンクリートへもひび割れ等を発生・進展させる。	4
(2) 鉄筋の変形, 脱落, 欠損 (5) 施工への影響	常時	地中連続壁部の鉄筋が地山側へ露出することにより、設計範囲の地盤改良や鋼管杭が施工できない。	5
(2) 鉄筋の変形, 脱落, 欠損	地震・津波時	地中連続壁部の鉄筋が地山側へ露出することにより、露出した鉄筋が地震・津波時に鋼管杭に接触する。	2
(1) コンクリートの未充填 (2) 鉄筋の変形, 脱落, 欠損	地震・津波時	不具合が同一深度に集中し、中実鉄筋コンクリートも含め一面せん断破壊する。	3
(3) 鉄筋の高止まり	地震・津波時	無筋となる箇所が引張・せん断により損傷し、中実鉄筋コンクリートに局所的な応力集中が発生する。	1

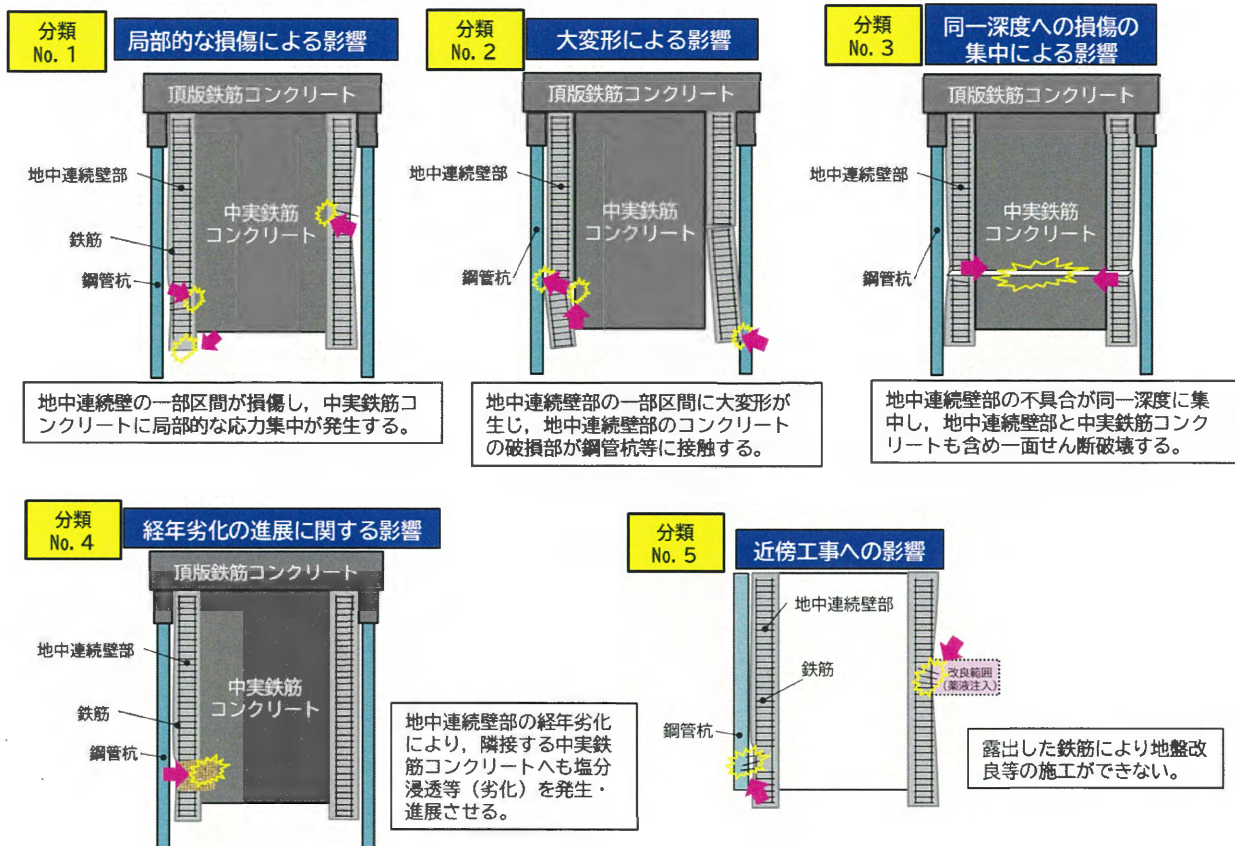


図 2.3-1 誘発される事象の分類（概念図）

2.4 誘発事象を考慮した設計及び施工への影響の検討

不具合事象により誘発される事象について、地中連続壁部における局部的な損傷、大変形、損傷の集中、経年劣化の進展及び施工に与える影響の観点から分類 No. 1 から No. 5 に分類した。各分類について、設計及び施工に対する影響の観点から検討を行った。

これらの検討の結果として、「局部的な損傷による影響（分類 No. 1）」及び「同一深度への損傷の集中による影響（分類 No. 3）」が設計に影響を及ぼすと評価した。しかしながら、局部的な損傷やその集中による影響は、損傷位置やその程度の全容を把握できていないことから、それらを正確に反映した評価モデルにより評価することは困難である。したがって、損傷の影響を考慮したとしても十分保守的な評価となるような残置影響評価モデルを立案して評価を行う。その詳細については、「2.5 残置影響評価モデルの設定」に示す。一方、施工に対する影響については、「近傍工事への影響（分類 No. 5）」において検討した結果、影響を及ぼすものはないと評価した。

以下に、分類 No. 1 から No. 5 における各内容及びそれぞれに対する検討結果を示す。

2.4.1 局部的な損傷による影響（分類 No. 1）

局部的な損傷による影響では、地中連続壁部の地山側におけるコンクリートの充填状況が不明確であるため、地中連続壁部の一部区間に損傷が生じることを想定する。この損傷により、地中連続壁部の強度及び剛性に不均一性が生じ、応力集中が発生するが、その発生位置及び程度には不確さがある。このため、地中連続壁部に接する中実鉄筋コンクリートに発生する断面力の変動及び増大を考慮する必要がある。

以上のように、局部的な損傷による影響に関しては、設計及び施工に対する影響の可能性があると判断した。

2.4.2 大変形による影響（分類 No. 2）

地中連続壁部は、中実鉄筋コンクリートの周囲に口の字で接する構造体であり、十分な強度を有する中実鉄筋コンクリートに変形を拘束されることから、単独では変形しない。また、頂版鉄筋コンクリートとは縁切りされた構造であり、上部工からの応力伝達が消失し、地中連続壁部に津波荷重等が伝達することはないことから、単独では変形しない。さらに、周辺地盤は地盤改良を行うため液状化せず、側方流動は生じないため、地中連続壁部の変形を助長する空間が形成されない。

なお、補修により、地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートとの接触面は平滑化することで、大変形に伴う局所的な応力集中は発生しない。

以上の理由から、変形の影響に関しては、地中連続壁部が単独で変形し、隣接する鋼管杭や中実鉄筋コンクリートに接触して、想定外の荷重が発生することはないと判断した。

2.4.3 同一深度への損傷の集中による影響（分類 No. 3）

同一深度への損傷の集中による影響では、コンクリートの未充填、鉄筋の変形・脱落・欠損の不具合が、同一深度に集中し、一面せん断力が作用することが想定される。また、作用

するせん断力の集中の位置，集中度合いも不明確であり，これに伴う中実鉄筋コンクリートの発生断面力の変動を設計上，考慮する必要がある。

以上のように，同一深度への損傷の集中による影響に関しては，設計及び施工に対する影響の可能性があると判断した。

2.4.4 経年劣化の進展による影響（分類 No. 4）

地中連続壁部は地中構造物であることから，コンクリートの中性化の要因となる二酸化炭素の濃度が低く，塩分浸透については地下水による塩化物イオンの供給はあるものの酸素の供給が少ない環境条件下にある。また，地中連続壁部が一定の厚さを有することから，地中連続壁部の劣化が中実鉄筋コンクリートに影響を及ぼすことはない。

仮に地中連続壁部の経年劣化を仮定しても，中実鉄筋コンクリートは，表面から鉄筋まで十分なかぶりを確保していること及び地中連続壁部に接しており二酸化炭素，塩化物イオン及び酸素の供給量はわずかであることから，中実鉄筋コンクリートが劣化する可能性は低い。

以上のように，経年劣化の進展による影響に関しては，設計及び施工に対する影響はないと判断した。詳細については，（参考 2）に示す。

2.4.5 近傍工事への影響（分類 No. 5）

鋼管杭の施工では，鋼管杭と地中連続壁部との離隔は，30～50 cm 程度確保されていることから，規定の誤差以内に鋼管杭を打設することで，鉄筋の干渉を受けることはない。仮に鉄筋が干渉する場合においても，鋼管杭打設前に打設位置の地盤を置換する際に干渉している鉄筋を撤去することができる。

地盤改良（セメント系）の施工では，改良範囲を掘削，置換するため，仮に鉄筋が干渉する場合においても，撤去することができる。また，地盤改良（薬液注入）の施工では地盤に薬液を浸透させることから，改良範囲に鉄筋が分布していても改良の品質に支障を与えない。

以上のように，近傍工事への影響に関しては，設計及び施工に対する影響はないと判断した。

2.5 残置影響評価モデルの設定

2.5.1 残置影響評価モデル設定の考え方

構造変更後の設計モデルは、不具合のあった地中連続壁部を構造部材として考慮せず、強度及び剛性の小さい地盤とした工認設計モデルである。

残置影響評価モデルは、地中連続壁部の地山側におけるコンクリートの充填状況や鉄筋の変形・脱落・欠損の全容が不明確であること、及び不具合事象により誘発される事象を踏まえて設定する。誘発事象の設計及び施工への影響の検討においては、「局所的な損傷による影響（分類 No. 1）」及び「同一深度への損傷の集中による影響（分類 No. 3）」により、中実鉄筋コンクリートに局所的な応力集中が生じることを想定した。しかしながら、これらの損傷の位置は調査結果によっても全容は把握できておらず、想定される応力集中の位置も正確に特定することは難しい。このため、残置影響評価においては、不明確な損傷状況及び応力集中の影響を包絡できるよう、発生する断面力及び荷重を負担する部材について保守的な条件を設定する。

以上の評価方針より、残置影響評価モデルは、地中連続壁部が健全で、かつ、中実鉄筋コンクリートと一体とすることで、部材の剛性が大きくなり、発生する断面力が最大となる最も保守的なモデルとする。さらに、応力度照査においては、工認設計モデルと同じように、地中連続壁部には耐力を期待せず中実鉄筋コンクリート断面のみで構造を成立させることで保守的な評価とする。

工認設計モデルと残置影響評価モデルの概念図を図 2.5-1 に示す。残置した実際の地中連続壁部に発生する断面力は工認設計モデルと残置影響評価モデルより算出される断面力の間の値になる。

工認設計モデルの鋼製防護壁基礎の構造図を図 2.5-2 に示し、残置影響評価モデルの鋼製防護壁基礎の構造図を図 2.5-3 に示す。

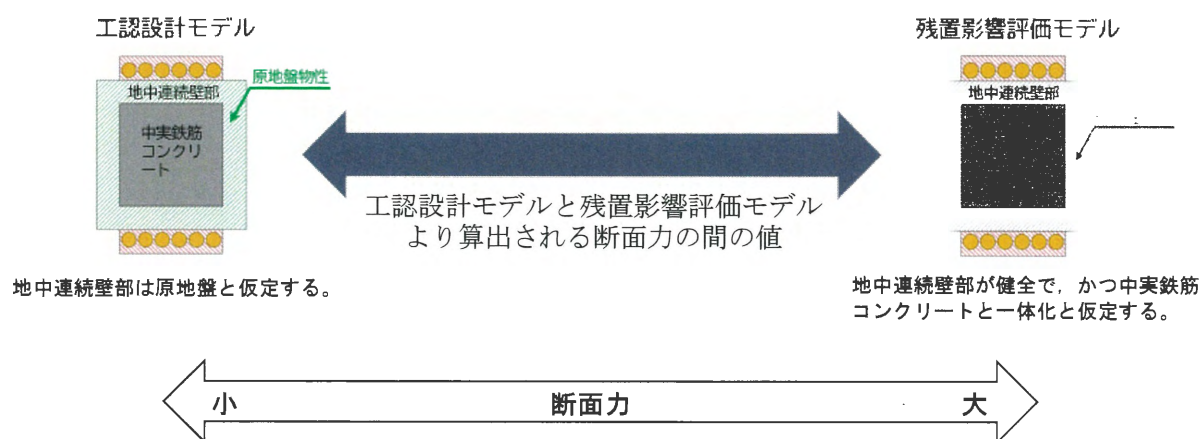
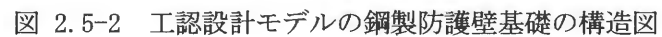


図 2.5-1 工認設計モデルと残置影響評価モデルの概念図





2.5.2 残置影響評価モデルにおける発生断面力の保守性について

前述のとおり残置影響評価モデルは、地中連続壁部が健全で、かつ、中実鉄筋コンクリートと一体とすることで、部材の剛性が大きくなり、発生する断面力が最大となる最も保守的なモデルとして設定する。

以下に荷重伝達に伴う発生断面力のイメージと残置影響評価モデルにおける評価の保守性について整理する。

(1) 構造変更に伴う荷重伝達メカニズムと発生断面力

構造変更後の防潮堤（鋼製防護壁）における、荷重伝達メカニズムと発生断面力（応力状態）のイメージについて、津波と余震の重畳時ケースを図 2.5-4 に例示する。地震時及び津波時ケースにおいても考え方は同様である。

a. 荷重伝達メカニズム

鋼製防護壁に作用する地震荷重、津波荷重及び動水圧は、接合部を介して鋼製防護壁基礎に伝達され、鋼製防護壁基礎に作用する地震荷重（慣性力＋地震時主働土圧）は、接合部を介して鋼製防護壁に伝達される。鋼製防護壁基礎に伝達された荷重は、周辺地盤に伝わり、受働抵抗としての地盤反力が生じる。

b. 発生断面力（応力状態）

防潮堤（鋼製防護壁）の発生断面力は、図 2.5-4 のように構造変更前（既工認）の断面力分布形状と同様な分布形状を示すと想定される。すなわち、鋼製防護壁の断面力は接合部近傍で、鋼製防護壁基礎の断面力は中央深度や基礎の上下端部で大きくなる。構造変更後の鋼製防護壁基礎では、構造変更前（既工認）において地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートが負担していた断面力の一部を、構造変更後は鋼管杭が負担し、頂版鉄筋コンクリートは中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の接合部としての発生断面力を負担する。

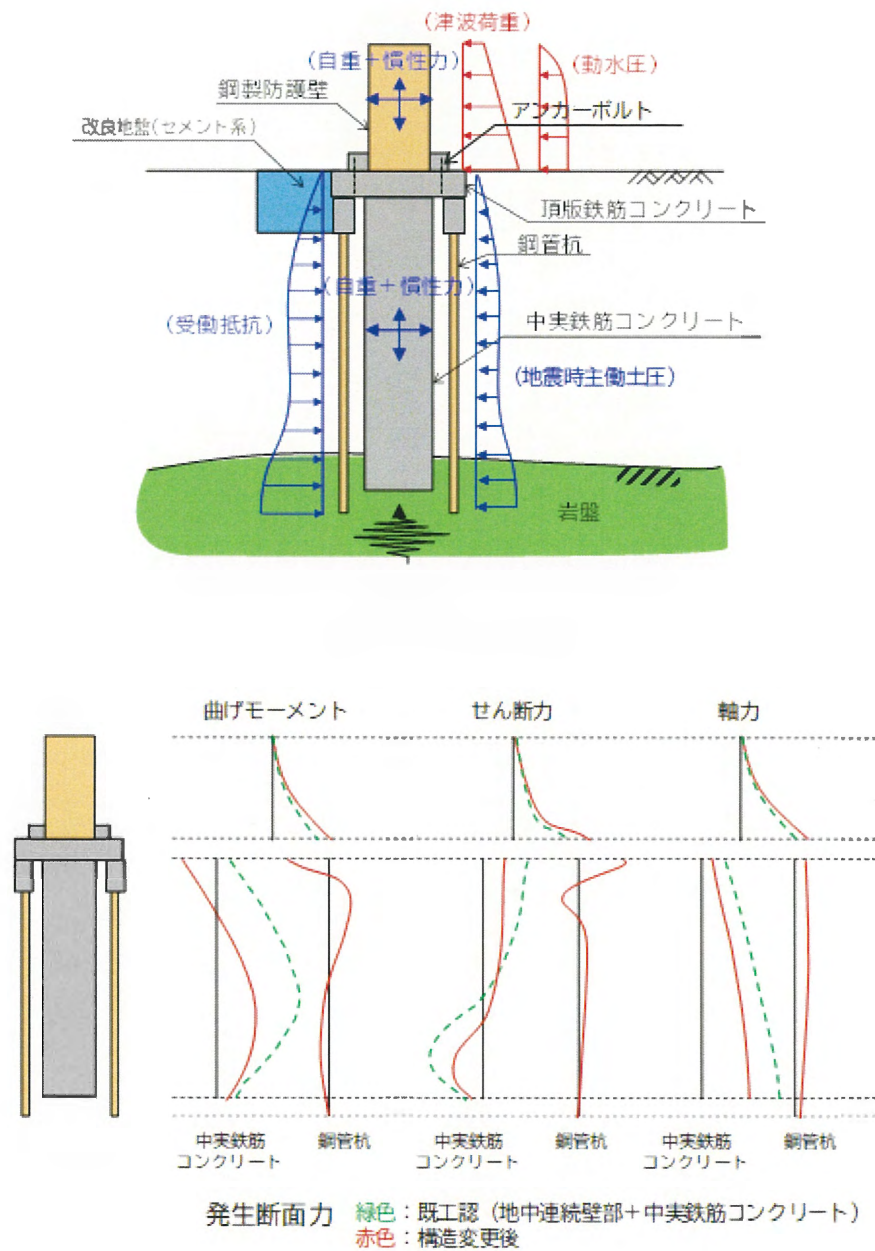


図 2.5-4 荷重伝達メカニズムと発生断面力のイメージ（津波と余震の重畳時の例）

(2) 残置影響評価モデルの保守性について

残置影響評価モデルにおいても前述の荷重伝達メカニズムは同様であるが、工認設計モデルに比べて中実鉄筋コンクリートの発生断面力を保守的に評価できる。保守的に評価できるメカニズムを以下に示し、両解析モデルにおける基礎の剛性の比率（以下「剛比」という。）及び発生断面力のイメージを比較して表 2.5-1 に示す。

- ・ 鋼製防護壁に作用する外力が頂版鉄筋コンクリートを介して鋼製防護壁基礎に分配されるが、この分配比率は各部材の剛比による。
- ・ 残置影響評価モデルでは、地中連続壁部が健全な状態であることを模擬しており、中実鉄筋コンクリートの剛性が最大となることから、工認設計モデルに比べて中実鉄筋コンクリートが負担する断面力が大きくなる。
- ・ 残置影響評価モデルでは、中実鉄筋コンクリートの剛比が最大となるため、工認設計モデルにおける鋼管杭の荷重も一部負担することで、想定される最大の断面力が抽出されることになる。中実鉄筋コンクリートの照査においては、上記の最大発生断面力を中実鉄筋コンクリートのみの断面で負担することで、保守的な評価となる。

中実鉄筋コンクリートの評価のイメージを図 2.5-5 に示す。

地中連続壁部が健全である状態では曲げ剛性が最も大きくなるため、「中実鉄筋コンクリート部＋地中連続壁部」が負担する荷重が最大となる（図A）。

地中連続壁部が負担する荷重を中実鉄筋コンクリートが負担する設計を成立させることで、中実鉄筋コンクリートは実際にはあり得ない状態を想定した十分な保守性を有する設計となる（図B）。

以上より、残置影響評価モデルでは中実鉄筋コンクリートの負担が相対的に大きくなることから、中実鉄筋コンクリートに対して保守的な評価になる。一方で、鋼管杭に対しては工認設計モデルにおける負担が相対的に大きくなることから、工認設計モデルが地中連続壁部の残置を考慮しない保守的な評価となる。

また、中実鉄筋コンクリートの支持性能評価に関しては、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの接地幅で算出される接地圧分布を中実鉄筋コンクリートのみの幅に換算して保守的な評価を行う。支持性能評価のイメージを図 2.5-6 に示す。

なお、確認のため（参考1 部分欠損モデルとの比較による残置影響評価モデルの保守性の確認について）において、局所的な損傷（分類 No. 1）及び同一深度への損傷の集中（分類 No. 3）を想定した評価モデルによる評価結果と残置影響評価モデルによる評価結果とを比較することにより、残置影響評価モデルによる評価の保守性を確認した。

表 2.5-1 工認設計モデルと残置影響評価モデルにおける発生断面力の比較

	工認設計モデル	残置影響評価モデル
解析モデルと基礎の剛比	地震及び津波荷重 各基礎の剛比のイメージを大・中・小（微小）にて併記する。 地盤反力 小 中 小 鋼管杭	地震及び津波荷重 残置する地中連続壁部の状態は両者の間 地盤反力 微小 大 微小 鋼管杭
発生断面力イメージ図	曲げモーメント せん断 鉄筋コンクリート部：小 鋼管杭：大	曲げモーメント せん断 鉄筋コンクリート部：大 鋼管杭：小

(凡例)

—— 中実鉄筋コンクリート+地中連続壁部の断面力
—— 鋼管杭の断面力

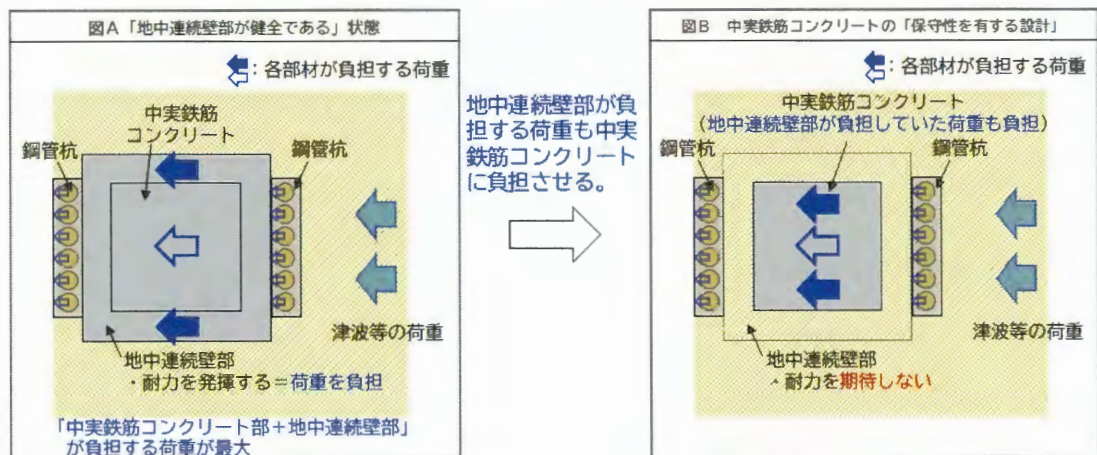


図 2.5-5 中実鉄筋コンクリートの荷重負担

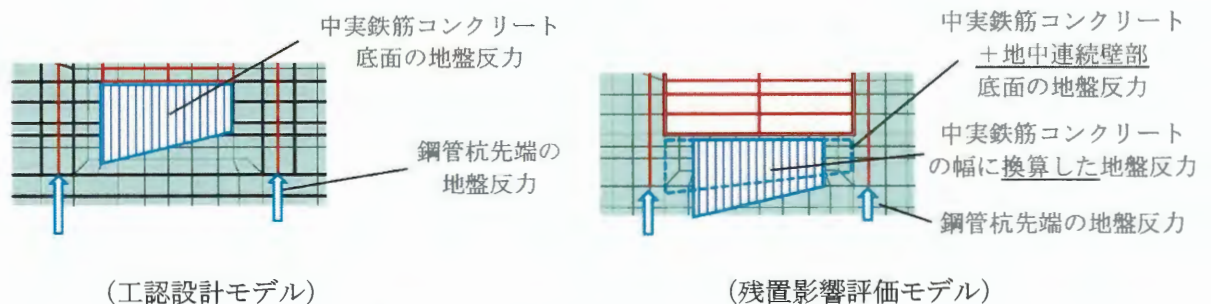


図 2.5-6 支持性能評価のイメージ図

2.5.3 残置影響評価モデルにおける防潮堤（鋼製防護壁）の構造概要

防潮堤（鋼製防護壁）は上部構造（以下「鋼製防護壁」という。）と下部構造（以下「鋼製防護壁基礎」という。）から構成される。防潮堤（鋼製防護壁）の全体構造図を図 2.5-7 に示す。

鋼製防護壁は、下端標高 T.P. +3.20 m から天端標高 T.P. +20.0 m までを頂板鋼板を含めて 10 層の鋼殻で構成される構造とする。各層は、堤軸方向の内部隔壁、堤軸直交方向の鉛直隔壁及び水平隔壁並びにこれらを取り囲む外面鋼板により構成される鋼殻構造である。鋼製防護壁の構造概要図を図 2.5-8 に示す。

残置影響評価における鋼製防護壁基礎は地中連続壁部と一体化した中実鉄筋コンクリート、鋼管杭、巻立て鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートで構成される。巻立て鉄筋コンクリートは鋼管杭頭部に設置し、スタッドにより一体化する構造とする。

鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎は、アンカーボルトによって剛結合する。アンカーボルトは鋼製防護壁からの引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達し、鋼製防護壁の鋼殻内部の中詰め鉄筋コンクリートは、鋼殻内応力の低減と鋼製防護壁からのせん断力、水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する構造とする。

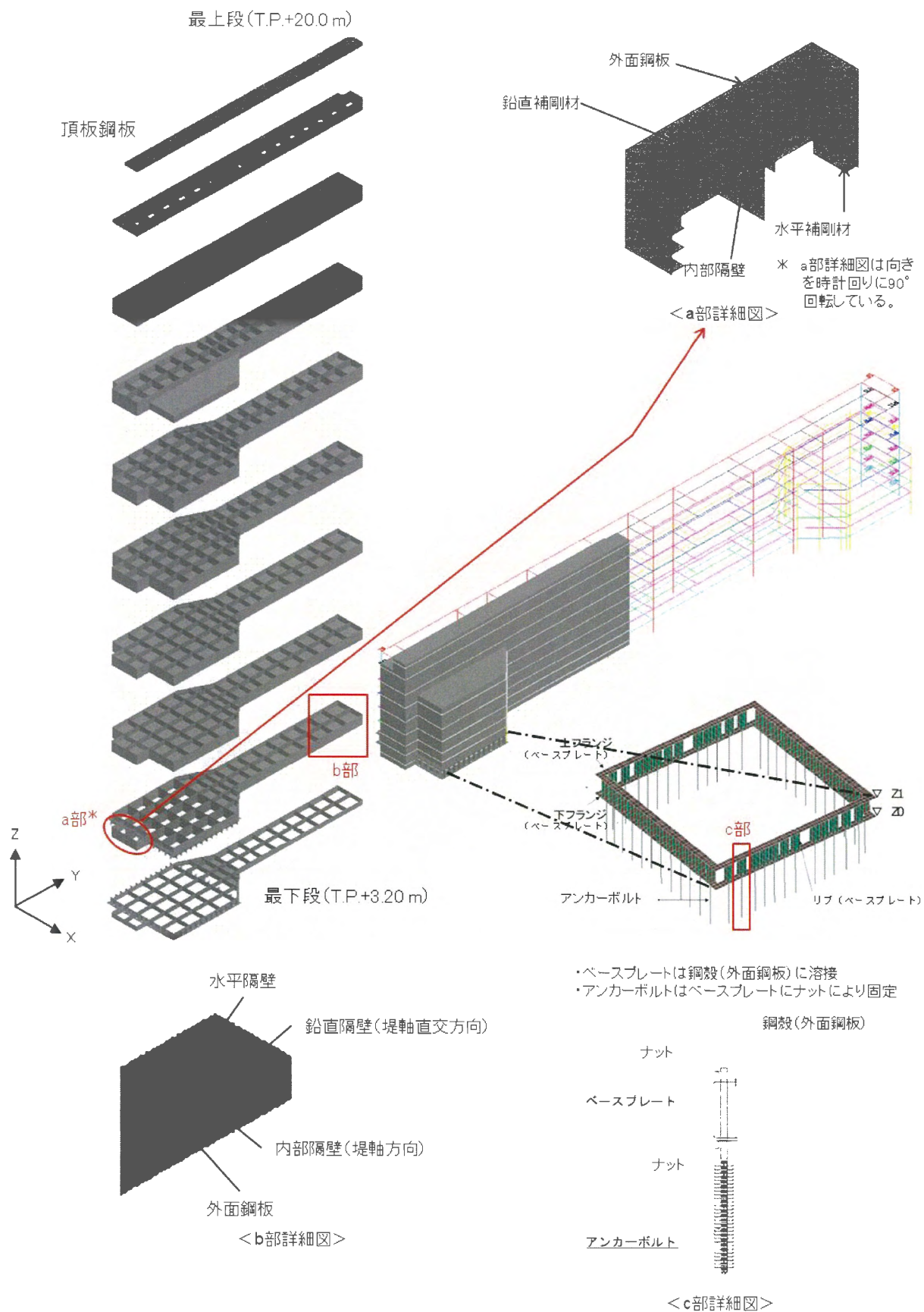


図 2.5-8 鋼製防護壁の構造概要図

3. 耐震評価

3.1 残置影響評価方法

3.1.1 評価方法の概要

残置影響評価モデルによる評価方法は、工認設計モデルによる方法と同様とする。

防潮堤（鋼製防護壁）の耐震評価フローを図 3.1-1 に示す。耐震評価は鋼製防護壁基礎、鋼製防護壁、接合部の順に評価する。

鋼製防護壁基礎の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる 2 次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。2 次元有効応力解析モデルにより周辺地盤を精緻にモデル化した上で、液状化検討対象層の有効応力の低下を考慮した地震応答解析を行う。

ただし、残置影響評価では、地中連続壁部が健全として中実鉄筋コンクリートと一体化し、鋼管杭、頂版鉄筋コンクリートと共に外力に抵抗する支持形式とする。

鋼製防護壁及び接合部の解析は、上記の 2 次元有効応力解析から得られる基礎天端の変位時刻歴を入力とする 3 次元動的フレーム解析にて行う。

構造部材の照査は、2 次元有効応力解析及び 3 次元動的フレーム解析で算出した断面力により、部材内に発生する応力を算定し、その応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価は、2 次元有効応力解析により算出される基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

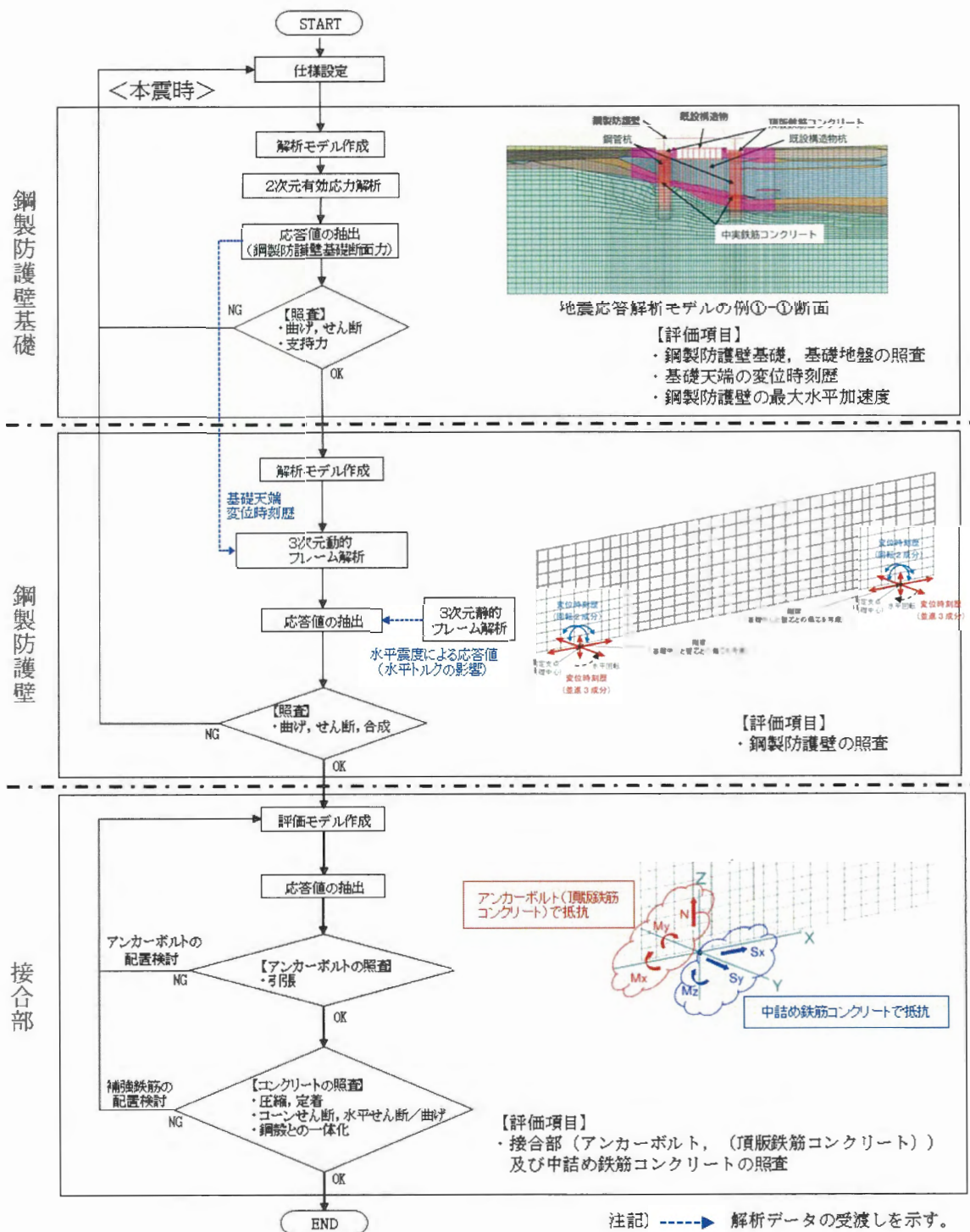


図 3.1-1 鋼製防護壁基礎、鋼製防護壁及び接合部の耐震評価フロー

3.1.2 評価条件

(1) 使用材料及び材料の物性値

耐震評価における使用材料及び材料の物性値は「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「4.3 使用材料及び材料の物性値」と同様に設定する。

地中連続壁部の使用材料及び物性値を表 3.1-1 に示す。また、残置影響評価モデルと工認設計モデルにおける断面性能の比較結果を表 3.1-2 に示す。

なお、地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートは、使用するコンクリートの設計基準強度が異なることから、これらを一体とした構造部材の断面性能は、それぞれの断面積、断面 2 次モーメントから合成断面として算出される剛性を中実鉄筋コンクリートの設計基準強度 50 N/mm² のヤング係数 I' で換算し、 E_1 、 A' 、 I' の組合せを入力値として設定する。

地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートの合成断面を図 3.1-2 に示す。

$$A' = (A_1 \cdot E_1 + A_2 \cdot E_2) / E_1$$

$$I' = (I_1 \cdot E_1 + I_2 \cdot E_2) / E_1$$

A' : コンクリートの設計基準強度 50 N/mm² のヤング係数で換算した部材断面積

A_1 : 中実鉄筋コンクリートの部材断面積

A_2 : 地中連続壁部の部材断面積

I' : コンクリートの設計基準強度 50 N/mm² のヤング係数で換算した部材断面 2 次モーメント

I_1 : 中実鉄筋コンクリートの部材断面 2 次モーメント

I_2 : 地中連続壁部の部材断面 2 次モーメント

E_1 : 中実鉄筋コンクリートの設計基準強度 50 N/mm² のヤング係数

E_2 : 地中連続壁部の設計基準強度 40 N/mm² のヤング係数

表 3.1-1 地中連続壁部の使用材料及び物性値

使用材料 (コンクリート)		単位体積 重量*1 (kN/m ³)	ヤング係数*1 (kN/m ²)	ポアソン比*1	減衰定数*2 (%)
地中連続壁部	設計基準強度 40 N/mm ²	24.5	3.1×10^7	0.2	5
中実鉄筋 コンクリート	設計基準強度 50 N/mm ²	24.5	3.3×10^7	0.2	5

注記 *1: コンクリート標準示方書「構造性能照査編」(土木学会, 2002 年制定)

*2: 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)

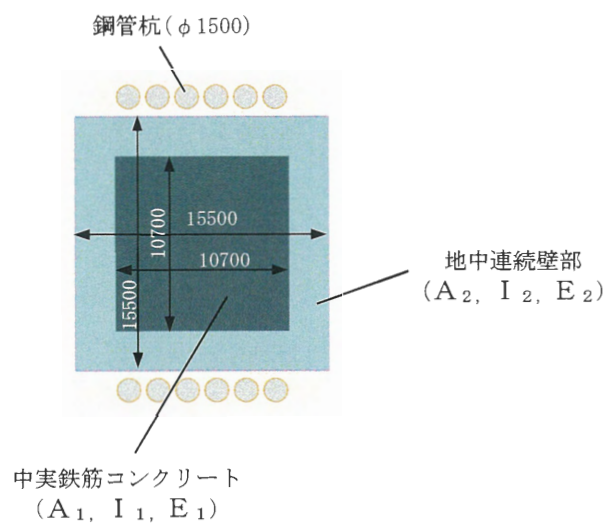


図 3.1-2 地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートの合成断面

表 3.1-2 断面性能の比較

モデル	部材	ヤング係数* ¹ (kN/m^2)	断面積 (m^2)	断面 2 次 モーメント (m^4)
残置影響評価	地中連続壁部 + 中実鉄筋コンクリート の合成断面	3.3×10^7 * ²	232.628 (A')	4584.692 (I')
工認設計	中実鉄筋コンクリート	3.3×10^7	114.490 (A_1)	1092.330 (I_1)

注記 *1: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

*2: 中実鉄筋コンクリートのヤング係数

(2) 地盤の物性値

耐震評価における地盤の物性値については、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「4.4 地盤の物性値」と同様に設定する。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価における荷重及び荷重の組合せについては、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「4.5 荷重及び荷重の組合せ」と同様に設定する。

(4) 入力地震動

耐震評価における入力地震動については、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「4.5.4 入力地震動」と同様に設定する。

(5) 許容限界

耐震評価における許容限界については、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「4.6 許容限界」と同様に設定する。

(6) 解析手法

耐震評価における解析手法については、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「4.8 解析手法」と同様に設定する。

(7) 解析モデル

a. 解析モデルの概要

耐震評価に用いる解析モデルについては、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」「4.9 評価方法」「4.9.1 解析モデル及び諸元（鋼製防護壁基礎）」及び「4.9.2 鋼製防護壁及び接合部」と同様に設定する。

解析モデルは2次元有効応力解析モデルとし、堤軸方向1断面、堤軸直交方向2断面について評価する。解析断面位置図を図 3.1-3 に示す。残置影響評価モデルは地中連続壁部を構造部材として考慮する。堤軸方向における工認設計モデルと残置影響評価モデルのモデル比較を図 3.1-4 に、堤軸直交方向における工認設計モデルと残置影響評価モデルのモデル比較を図 3.1-5 及び図 3.1-6 に示す。

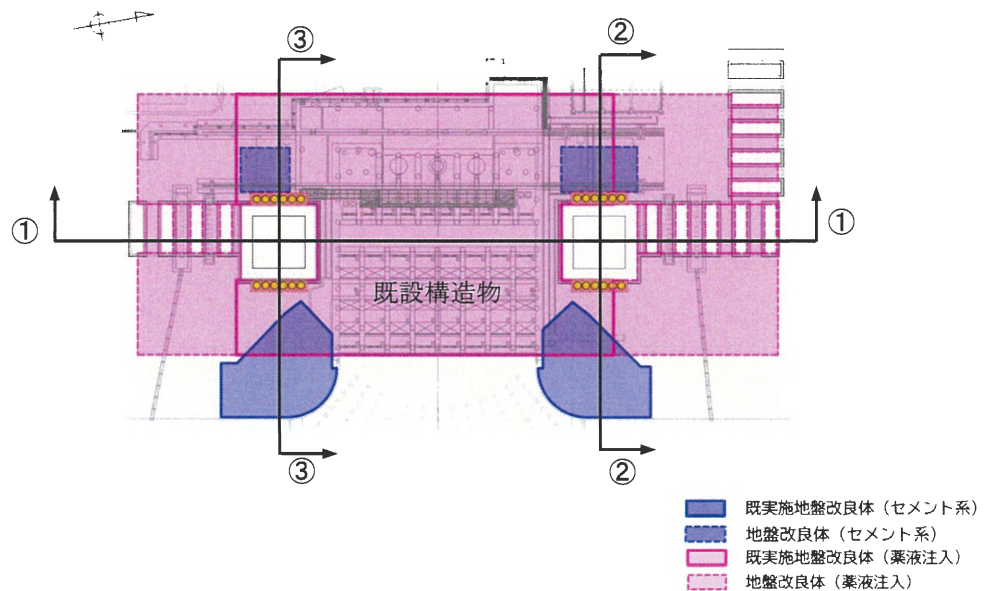
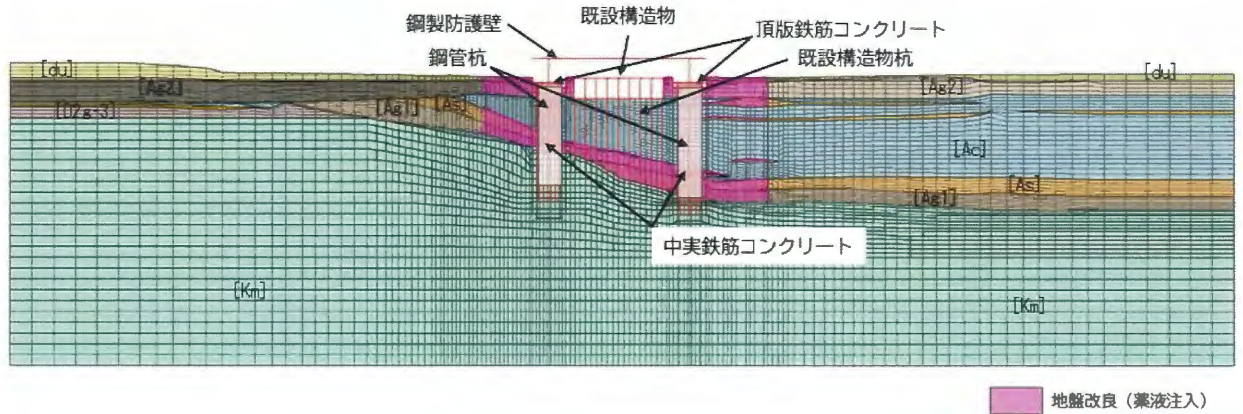
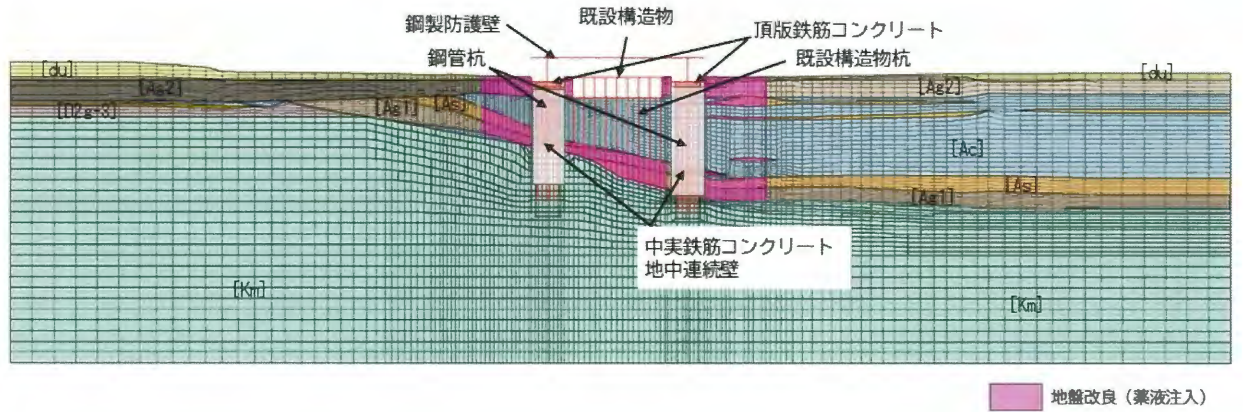


図 3.1-3 解析断面位置図



解析モデル (①-①断面)
(工認設計モデル)



解析モデル (①-①断面)
(残置影響評価モデル)

図 3.1-4 解析モデルの比較 (①-①断面)

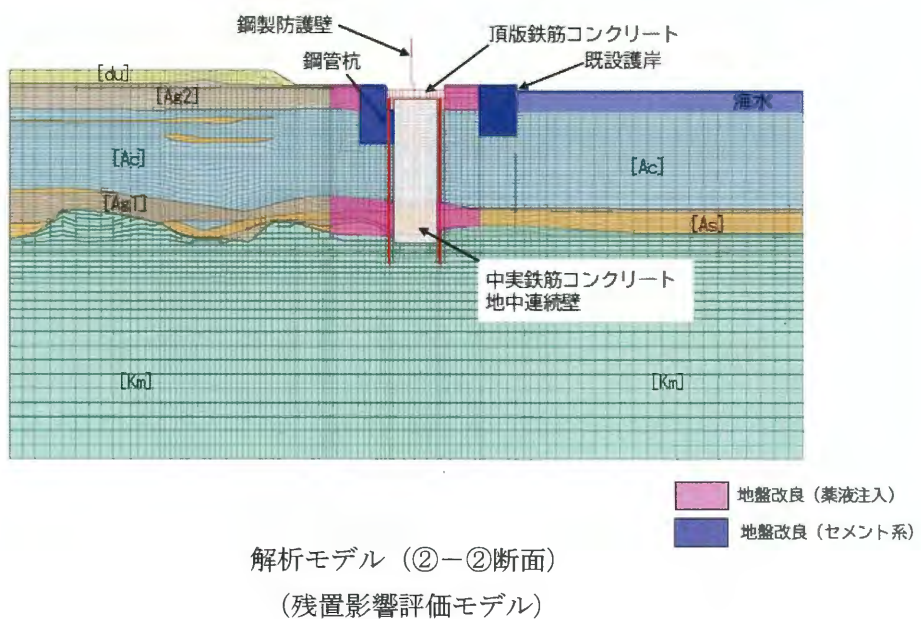
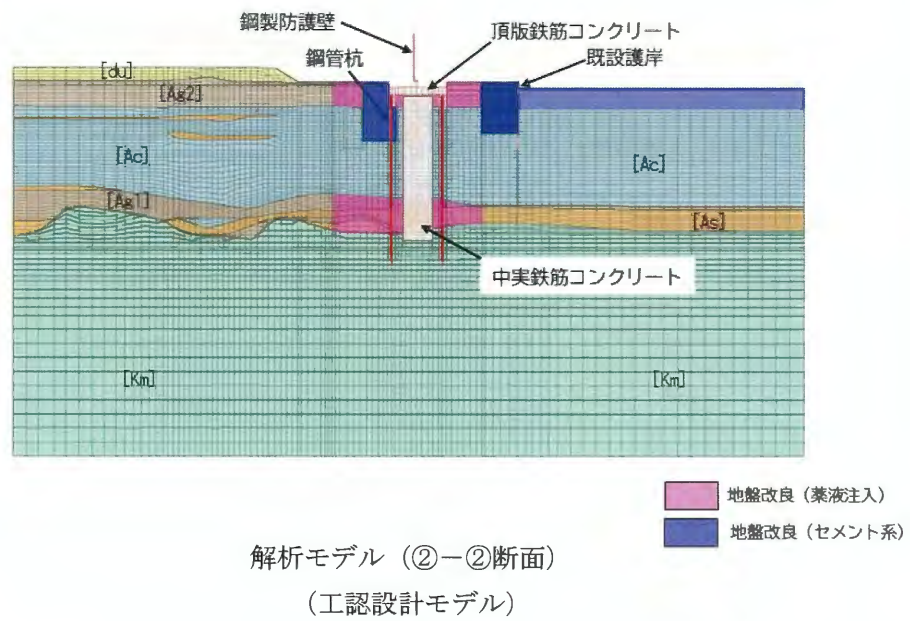


図 3.1-5 解析モデルの比較 (②-②断面)

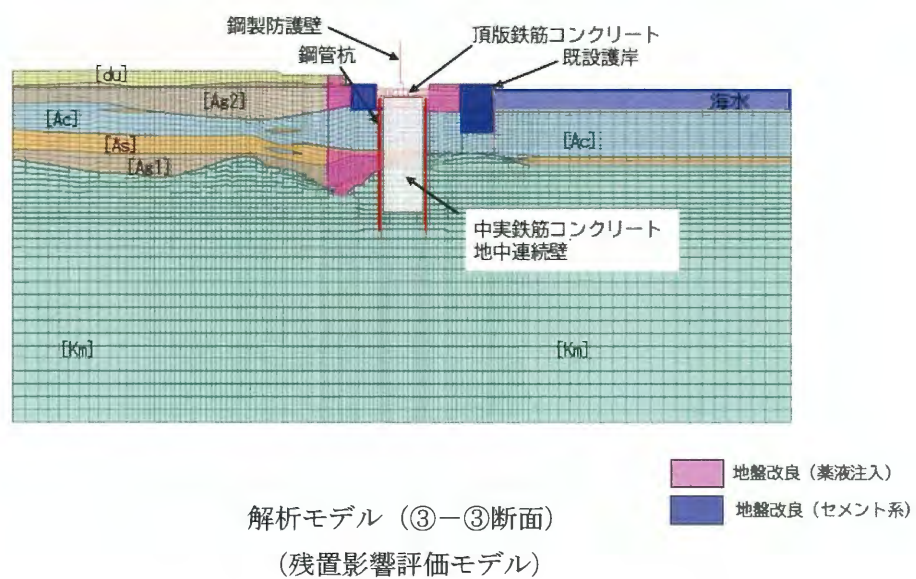
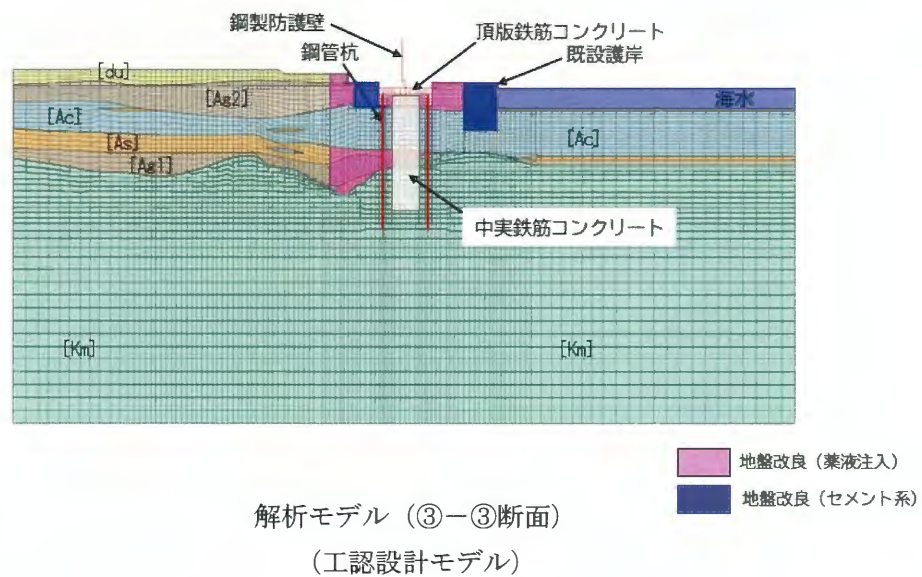


図 3.1-6 解析モデルの比較（③-③断面）

b. 頂版鉄筋コンクリートのモデル化

耐震評価における２次元有効応力解析では、中実鉄筋コンクリート及び地中連続壁部を一体とした弾性構造梁でモデル化し、水平方向の剛梁についても中実鉄筋コンクリート及び地中連続壁部の幅を考慮してモデル化する。

本モデルでは、中実鉄筋コンクリートの最上段の水平剛梁と頂版鉄筋コンクリートの構造梁を鉛直剛梁で接続する。

一方、実際の構造物では地中連続壁部と頂版鉄筋コンクリートとは一体化しないことから、接続状態に差異が生じることとなる。しかしながら、構造物には初期応力状態で重力加速度分 (-9.80665 m/s^2) の自重が作用すること、地震時の２次元有効応力解析ではこれを上回るような上向き加速度は生じていないことを確認済みであることから、地震中に頂版鉄筋コンクリートと地中連続壁部が剥離することはなく、常に閉合して圧縮状態にあることになる。したがって、地中連続壁部と頂版鉄筋コンクリートを剛梁で接続した状態と同様の挙動を示す。

基礎天端の鉛直上向き加速度一覧を表 3.1-3 に、鋼製防護壁基礎における２次元有効応力解析モデルの比較図を図 3.1-7 に示す。

表 3.1-3 基礎天端の鉛直上向き最大加速度一覧表

単位： m/s^2

地盤 ケース	①－①断面		②－②断面	③－③断面
	南基礎	北基礎	南基礎	北基礎
	S_s-31 [H+, V+]	S_s-31 [H+, V+]	S_s-D1 [H-, V-]	S_s-31 [H+, V+]
①	0.859	1.096	2.989	0.775
②	0.852	1.100	3.044	0.760
③	0.864	1.082	3.000	0.803
④	0.934	0.998	2.906	0.757
⑤	0.833	1.102	3.052	0.758
⑥	0.843	1.108	3.065	0.762

注記：①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

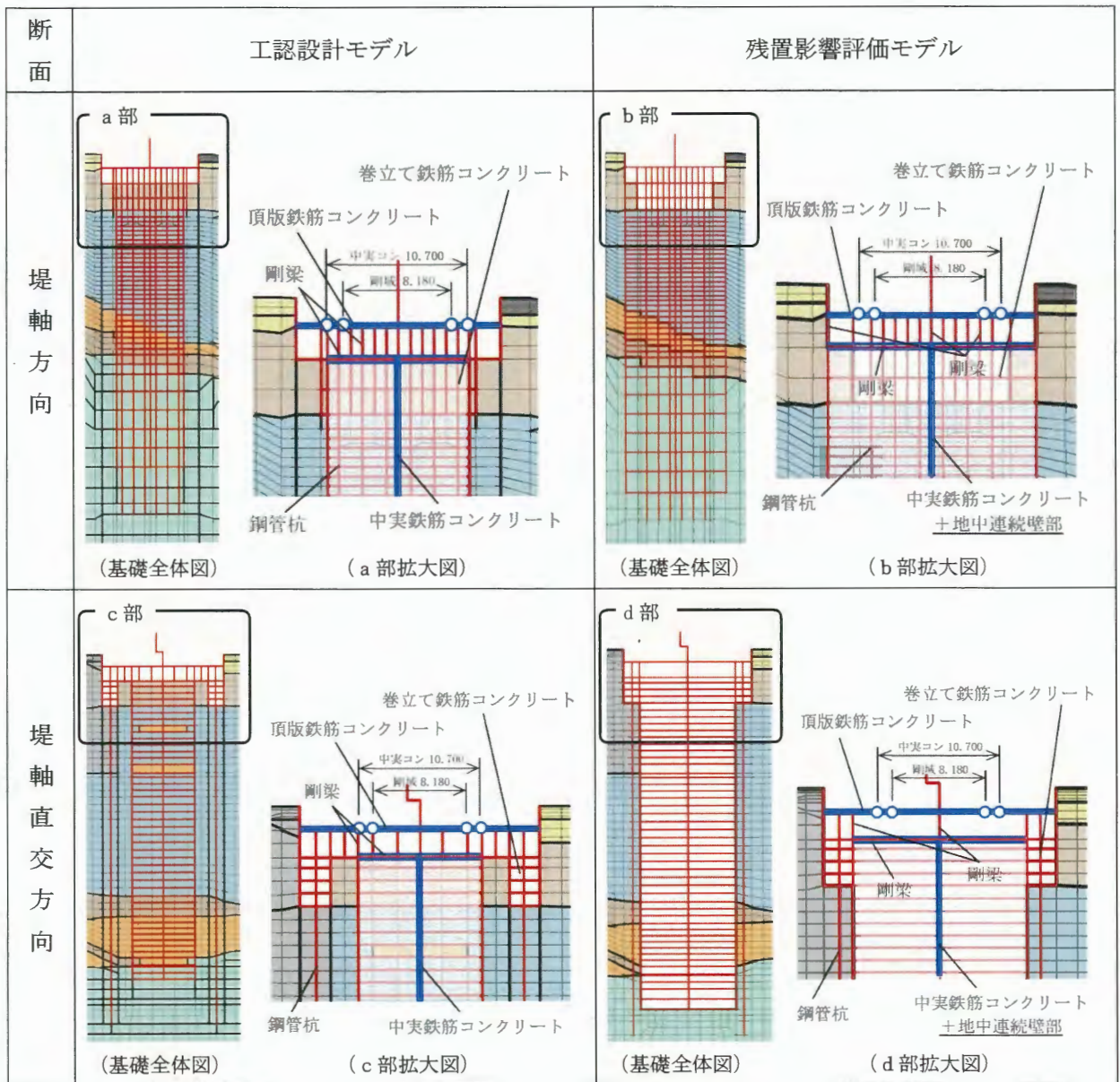


図 3.1-7 鋼製防護壁基礎における 2 次元有効応力解析モデルの比較図

(8) 検討ケース

残置影響評価における検討ケースは、工認設計と同様とする。

防潮堤（鋼製防護壁）の耐震評価における地盤の検討ケースを表 3.1-4 に示す。

表 3.1-4 耐震評価における検討ケース

解析ケース (地盤ケース)	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液状化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

注記 σ ：原地盤のせん断波速度 V_s の標準偏差

(9) 評価方法

耐震評価における評価方法については、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明」の「4.9.3 詳細評価方法」と同様の方法とする。

3.1.3 評価実施内容

鋼製防護壁基礎の評価については、工認設計モデルにおける各解析断面の構造部材に対して時刻歴最大の照査値となる地震動により、地盤ケース①～⑥で評価する。評価に用いる地震動は、堤軸（①－①断面）及び堤軸直交方向（②－②断面）は S_s-31 （H＋，V＋），堤軸直交方向（③－③断面）は S_s-D1 （H－，V－）とする。

鋼製防護壁及び接合部の評価については、工認設計モデルにおいて南北基礎間の時刻歴最大の相対変位が最も大きくなる地震動と地盤の検討ケースの組合せで評価する。評価に用いる地震動は、堤軸方向（①－①断面）は S_s-D1 （H＋，V－），堤軸直交方向（②－②断面，③－③断面）は S_s-D1 （H－，V＋）とし、地盤ケースは④ケースとする。

基礎地盤の支持性能については、鋼製防護壁基礎の評価と同じ地震動と地盤の検討ケースに対して評価する。

残置影響評価における評価実施項目を表 3.1-5 に示す。

表 3.1-5 残置影響評価の評価実施項目

項目	鋼製防護壁基礎	鋼製防護壁	接合部	支持性能
地震動	工認設計モデルの基本検討ケースでの時刻歴最大の照査値となる地震動 ・堤軸方向（①－①断面） S_s-31 （H＋，V＋） ・堤軸直交方向（②－②断面） S_s-31 （H＋，V＋） ・堤軸直交方向（③－③断面） S_s-D1 （H－，V－）	工認設計モデルで基本検討ケース＋追加検討ケースにおいて南北基礎間の時刻歴最大の相対変位が最も大きくなる地震動 ・堤軸方向（①－①断面で南北基礎を比較） S_s-D1 （H＋，V－） ・堤軸直交方向（②－②断面と③－③断面を比較） S_s-D1 （H－，V＋）		鋼製防護壁基礎と同じ
地盤ケース	工認設計モデルの基本検討ケースでの最大照査値となる地震波で基本検討ケース＋追加検討ケース ・①～⑥ケース	工認設計モデルで基本検討ケース＋追加検討ケースにおいて南北基礎間の相対変位が最も大きくなる検討ケース ・④ケース		鋼製防護壁基礎と同じ
実施項目	部材照査 ・中実鉄筋コンクリート ・鋼管杭 ・巻立て鉄筋コンクリート ・杭頭接合部 ・頂版鉄筋コンクリート	部材照査 ・頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材	部材照査 ・アンカーボルト ・ベースプレート ・中詰め鉄筋コンクリート ・中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の接合部	支持力照査 ・中実鉄筋コンクリート ・鋼管杭

注記 地震動の選定ケース

- ①－①断面：南基礎の中実鉄筋コンクリートのせん断照査（照査値＝0.80，地盤ケース④）
- ②－②断面：北基礎の頂版鉄筋コンクリートの曲げ軸力（鉄筋引張）照査（照査値＝0.78，地盤ケース③）
- ③－③断面：南基礎の中実鉄筋コンクリートのせん断照査（照査値＝0.67，地盤ケース④）

3.2 評価結果

3.2.1 評価結果総括

防潮堤（鋼製防護壁）の各部材の南北基礎における最大照査値を整理した，評価結果総括表を表 3.2-1～表 3.2-4 に示す。

鋼製防護壁基礎のうち中実鉄筋コンクリートでは，工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が同等または上回ることを確認した。

一方，頂版鉄筋コンクリートについては，照査値が工認設計モデルの値を下回ることを確認した。

また，鋼管杭，巻立て鉄筋コンクリート及び杭頭接合部については，工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が同等または小さくなることを確認した。

鋼製防護壁については，工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が同等であることを確認した。

接合部については，工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が同等または上回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能については，工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大接地圧が同等であることを確認した。

表 3.2-1 鋼製防護壁基礎の評価結果総括表

項目		残置影響評価モデル								工総設計モデル
		入力地震動		検討方向	地盤ケース*	発生値	許容限界	照査値	照査値	
		種別	位相							
南基礎	中実鉄筋コンクリート									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸	ケース④	9.3	24	0.39	0.31
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _y -3 1	H+, V+	堤軸	ケース④	137.00	435	0.32	0.36
	せん断力	kN	S _x -3 1	H+, V+	堤軸	ケース④	264682	270033	0.99	0.80
	鋼管杭									
	曲げ応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	104.0	442.5	0.24	0.31
	せん断応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース③	8.8	255	0.04	0.04
	巻立て鉄筋コンクリート									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース③	2.6	24	0.11	0.14
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	83	600	0.14	0.12
	せん断力	kN	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	971	3652	0.27	0.23
	鋼管杭部曲げ応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	65	442.5	0.15	0.13
	鋼管杭部せん断応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	4.2	255	0.02	0.02
	杭頭接合部									
	鋼管杭頭部									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	0.4	24	0.02	0.03
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	47	600	0.08	0.07
	巻立て鉄筋コンクリート部									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース③	2.7	24	0.12	0.15
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	120	600	0.20	0.17
	頂版鉄筋コンクリート									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース④	1.9	24	0.08	0.28
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース②	99	600	0.17	0.66
	せん断力	kN	S _x -D 1	H-, V-	堤軸直交	ケース①	68038	419676	0.17	0.30
北基礎	中実鉄筋コンクリート									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース③	9.6	24	0.40	0.34
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸	ケース④	165	435	0.38	0.41
	せん断力	kN	S _x -3 1	H+, V+	堤軸	ケース④	148456	200481	0.75	0.56
	鋼管杭									
	曲げ応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	198	442.5	0.45	0.52
	せん断応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	15	255	0.06	0.06
	巻立て鉄筋コンクリート									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	2.7	24	0.12	0.17
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	47	600	0.08	0.17
	せん断力	kN	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	1140	3771	0.31	0.45
	鋼管杭部曲げ応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	36	442.5	0.09	0.19
	鋼管杭部せん断応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	3.2	255	0.02	0.02
	杭頭接合部									
	鋼管杭頭部									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	0.3	24	0.02	0.03
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	28	600	0.05	0.10
	巻立て鉄筋コンクリート部									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	2.9	24	0.13	0.18
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	67	600	0.12	0.25
	頂版鉄筋コンクリート									
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	1.1	24	0.05	0.30
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース④	83	600	0.14	0.78
	せん断力	kN	S _x -3 1	H+, V+	堤軸直交	ケース③	70765	519953	0.14	0.27

注記 * : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

表 3.2-2 鋼製防護壁の評価結果総括表

項目		残置影響評価モデル					工認設計モデル
		入力地震動	地盤ケース*	発生値	許容限界	照査値	照査値
頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材							
直応力度	N/mm ²	①-①断面：S _y -D 1 (H+, V-) ②-②, ③-③断面：S _y -D 1 (H-, V+)	ケース④	378	615	0.62	0.60
せん断応力度	N/mm ²			180	352.5	0.52	0.50
合成応力度	-			0.57	1.2	0.48	0.45

注記 * : ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

表 3.2-3 接合部の評価結果総括表

項目	残置影響評価モデル						工認設計モデル
	入力地震動		地盤ケース*	発生値	許容限界	照査値	照査値
南基礎	アンカーボルト	①-①断面: $S_s-D1(H+, V-)$ ②-②, ③-③断面: $S_s-D1(H-, V+)$	ケース④				
	引張応力度 N/mm^2			197	315	0.63	0.65
	ベースプレート						
	軸圧縮応力度 N/mm^2			261	450	0.58	0.62
	曲げ応力度 N/mm^2			88	355	0.25	0.27
	せん断応力度 N/mm^2			62	260	0.24	0.26
	合成応力度 -			0.118	1.2	0.10	0.09
	コンクリートのコーンせん断力						
	コーンせん断応力度 N/mm^2			0.938	1.350	0.70	0.72
	中詰め鉄筋コンクリート						
	水平せん断力 kN			87102	221212	0.40	0.27
	水平回転モーメント						
北基礎	アンカーボルト	①-①断面: $S_s-D1(H+, V-)$ ②-②, ③-③断面: $S_s-D1(H-, V+)$	ケース④				
	引張応力度 N/mm^2			234	315	0.75	0.74
	ベースプレート						
	軸圧縮応力度 N/mm^2			220	450	0.49	0.48
	曲げ応力度 N/mm^2			75	355	0.22	0.21
	せん断応力度 N/mm^2			52	260	0.20	0.20
	合成応力度 -			0.085	1.2	0.08	0.06
	コンクリートのコーンせん断力						
	コーンせん断応力度 N/mm^2			1.164	1.577	0.74	0.74
	中詰め鉄筋コンクリート						
	水平せん断力 kN			75542	221212	0.35	0.20
	水平回転モーメント						
	水平鉄筋応力度 N/mm^2			170	435	0.40	0.42
	鉛直鉄筋応力度 N/mm^2			98	435	0.23	0.24

項目			残置影響評価モデル				工認設計モデル		配置可能 スタッド量 (配置間隔)
			入力地震動	地盤ケース*	着目 ケース	必要 スタッド量 (配置間隔)	必要 スタッド量 (配置間隔)		
共通	スタッド		①-①断面：S s - D 1 (H + , V -) ②-②, ③-③断面：S s - D 1 (H - , V +)	ケース④					
	南北面	mm			M x 最小	193×193	196×196	100×100	
	東西面	mm			M z 最小	308×308	186×186	100×100	

注記 * : ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

表 3.2-4 支持性能の評価結果総括表

項目			残置影響評価モデル					工認設計モデル		極限支持力度
			入力地震動		検討方向	地盤ケース*	発生値	発生値		
									種別	
南基礎	中実鉄筋コンクリートの支持力度	kN/m ²	S _s -31	H+, V+	堤軸	ケース④	2726	2407	5991	
	鋼管杭の支持力度	kN/m ²	S _s -D1	H-, V-	堤軸直交	ケース②	4017	4912	5039	
北基礎	中実鉄筋コンクリートの支持力度	kN/m ²	S _s -31	H+, V+	堤軸	ケース④	4533	4777	6116	
	鋼管杭の支持力度	kN/m ²	S _s -31	H+, V+	堤軸直交	ケース④	4014	4313	5092	

注記 * : ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

3.2.2 評価結果詳細

(1) 鋼製防護壁基礎の評価結果

a. 中実鉄筋コンクリートの評価結果

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する評価は、2次元有効応力解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

中実鉄筋コンクリートは、部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき、鉄筋仕様の異なる5種類の部材により構成する。部材の構成は、図3.2-1に示すとおり北基礎が1種類、南基礎が4種類（上部、中央（上）、中央（下）及び下部）である。したがって、中実鉄筋コンクリートの評価は、上記の5種類の部材に対して行う。

表3.2-5～表3.2-12に、2次元有効応力解析の検討ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力に対する照査値を示す。

評価位置図を図3.2-1に、コンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図3.2-2～図3.2-9に示す。コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、北基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-31$ 〔H+, V+〕（地盤ケース③、②-②断面）の0.40である。鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は、北基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-31$ 〔H+, V+〕（地盤ケース④、①-①断面）の0.38である。堤軸直交方向（②-②断面、③-③断面）に比べて堤軸方向（①-①断面）の照査値がやや大きく出ており、鋼製防護壁による基礎上部の拘束の影響が確認できるが、照査値は0.4程度で工認設計モデルと同等である。

中実鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

平面図



側面図

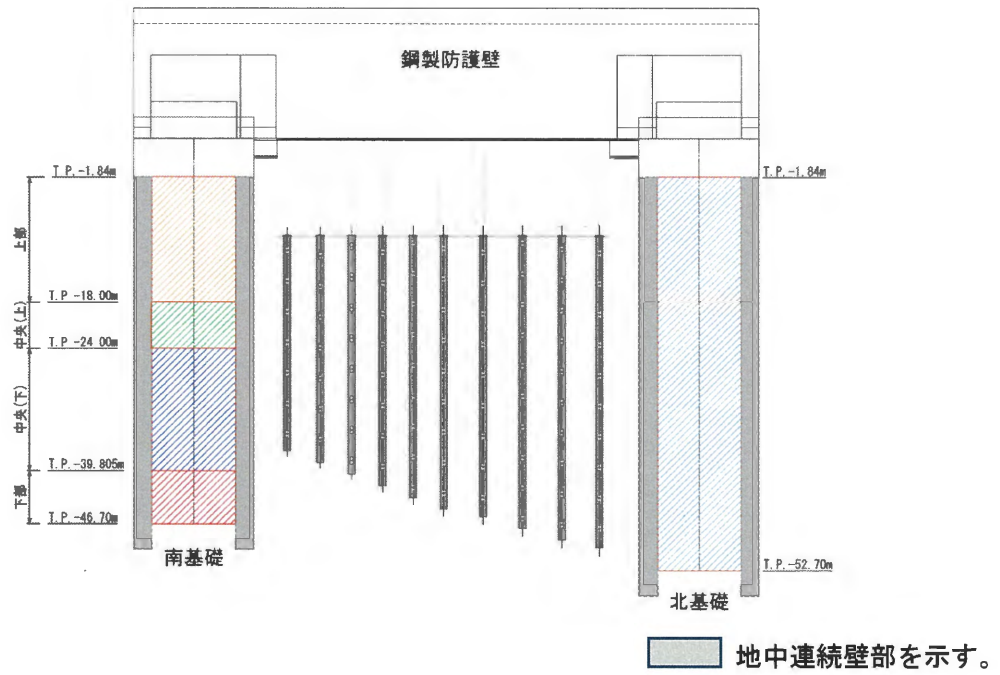


図 3.2-1 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）

表 3.2-5 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面, 南基礎)

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1609775	-22362	5.1	24	0.22
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1584395	-176489	5.5	24	0.23
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2944282	-258638	8.8	24	0.37
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2190282	-317030	6.6	24	0.28
ケース②	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1582435	-24228	5.1	24	0.22
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1569019	-177873	5.4	24	0.23
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2910447	-258741	8.7	24	0.37
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2158564	-317352	6.5	24	0.28
ケース③	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1628218	-21780	5.2	24	0.22
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1613684	-175463	5.6	24	0.24
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2982788	-252656	8.9	24	0.38
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2231416	-316694	6.7	24	0.28
ケース④	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1738438	-19580	5.6	24	0.24
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1445080	-162080	5.6	24	0.24
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-3129271	-258572	9.3	24	0.39
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2379039	-317553	7.0	24	0.30
ケース⑤	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1606844	-22646	5.1	24	0.22
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1556145	-176168	5.4	24	0.23
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2928258	-259347	8.7	24	0.37
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2182358	-318275	6.6	24	0.28
ケース⑥	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1588727	-23291	5.1	24	0.22
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1532155	-177624	5.3	24	0.23
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2890503	-259752	8.7	24	0.37
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2149515	-318891	6.5	24	0.28

注記 ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記: 異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-1 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-6 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面, 南基礎)

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1613690	-21235	113	435	0.26
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1585388	-173303	74	435	0.18
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2949104	-254894	127	435	0.30
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2194717	-313469	57	435	0.14
ケース②	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1591498	-22860	111	435	0.26
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1567310	-174594	72	435	0.17
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2910809	-255004	124	435	0.29
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2159841	-313697	55	435	0.13
ケース③	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1634533	-20598	114	435	0.27
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1616476	-172214	76	435	0.18
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2973455	-248429	129	435	0.30
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2232383	-309103	59	435	0.14
ケース④	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1742525	-18204	124	435	0.29
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1438463	-157880	79	435	0.19
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-3126683	-253355	137	435	0.32
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2365621	-306975	66	435	0.16
ケース⑤	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1611092	-21562	113	435	0.26
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1554505	-172947	72	435	0.17
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2932094	-255666	126	435	0.29
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2186432	-314892	56	435	0.13
ケース⑥	S_s-31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	1588727	-23291	111	435	0.26
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1527400	-174398	70	435	0.17
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-2889628	-256077	123	435	0.29
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-2150341	-315427	54	435	0.13

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-1 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-7 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面, 北基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-1923440	-496722	8.9	24	0.38
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-1888664	-498643	8.7	24	0.37
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-1963718	-495860	9.0	24	0.38
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-1949036	-509982	9.0	24	0.38
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-1920279	-495957	8.8	24	0.37
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-1885664	-497646	8.7	24	0.37

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-1 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-8 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面, 北基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	2219882	-152944	157	435	0.37
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	2202427	-153083	155	435	0.36
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	2245085	-153090	159	435	0.37
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	2326700	-156878	165	435	0.38
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	2204623	-152611	155	435	0.36
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	2180007	-150878	154	435	0.36

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-1 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-9 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (③-③断面, 南基礎)

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	902931	-76329	3.4	24	0.15
		中央(上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1620799	-210250	5.7	24	0.24
		中央(下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1934667	-223995	6.0	24	0.25
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1435073	-259106	5.3	24	0.23
ケース②	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	892355	-77606	3.3	24	0.14
		中央(上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1594550	-210910	5.6	24	0.24
		中央(下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1900571	-225182	5.9	24	0.25
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1413094	-260482	5.3	24	0.23
ケース③	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	916604	-77298	3.4	24	0.15
		中央(上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1648453	-208455	5.7	24	0.24
		中央(下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1966713	-221714	6.0	24	0.25
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1452273	-257316	5.4	24	0.23
ケース④	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	936808	-71340	3.4	24	0.15
		中央(上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1664658	-208766	5.9	24	0.25
		中央(下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1991028	-227924	6.2	24	0.26
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1499864	-257246	5.6	24	0.24
ケース⑤	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	934129	-77759	3.4	24	0.15
		中央(上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1558973	-221256	5.6	24	0.24
		中央(下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1830922	-233089	5.7	24	0.24
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1339155	-269026	5.1	24	0.22
ケース⑥	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	940396	-77465	3.4	24	0.15
		中央(上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1545868	-221042	5.6	24	0.24
		中央(下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1819849	-232921	5.7	24	0.24
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1328840	-270097	5.1	24	0.22

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-1 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-10 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (③-③断面, 南基礎)

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	895902	-67197	57	435	0.14
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1620799	-210250	70	435	0.17
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1932385	-222088	75	435	0.18
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1435073	-259106	49	435	0.12
ケース②	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	887228	-68026	56	435	0.13
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1594550	-210910	68	435	0.16
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1898189	-222892	73	435	0.17
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1413094	-260482	47	435	0.11
ケース③	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	914334	-65907	59	435	0.14
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1648453	-208455	72	435	0.17
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1964786	-219831	77	435	0.18
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1452273	-257316	50	435	0.12
ケース④	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	937271	-68849	60	435	0.14
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1663102	-207733	73	435	0.17
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1984877	-222108	78	435	0.18
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1500330	-256364	54	435	0.13
ケース⑤	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	932771	-77296	57	435	0.14
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1558973	-221256	64	435	0.15
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1830922	-233089	68	435	0.16
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1339850	-268404	41	435	0.10
ケース⑥	S_s-D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	D51@150(8段)	940396	-77465	58	435	0.14
		中央 (上)	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1545546	-220897	63	435	0.15
		中央 (下)	10700	10700	9262	D51@150(17段) D51@300(1段)	-1819849	-232921	68	435	0.16
		下部	10700	10700	9759	D51@150(11段)	-1328787	-269541	41	435	0.10

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-1 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-11 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面, 北基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2241506	-375776	9.5	24	0.40
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2197694	-377164	9.3	24	0.39
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2254390	-383825	9.6	24	0.40
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2240076	-388433	9.6	24	0.40
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2203981	-374827	9.3	24	0.39
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2166181	-376941	9.3	24	0.39

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-1 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-12 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面, 北基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2241506	-375776	101	435	0.24
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2197694	-377164	97	435	0.23
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2251194	-377469	102	435	0.24
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2229859	-380298	99	435	0.23
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2191123	-367991	99	435	0.23
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	D51@150(7段)	-2155918	-371317	95	435	0.22

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

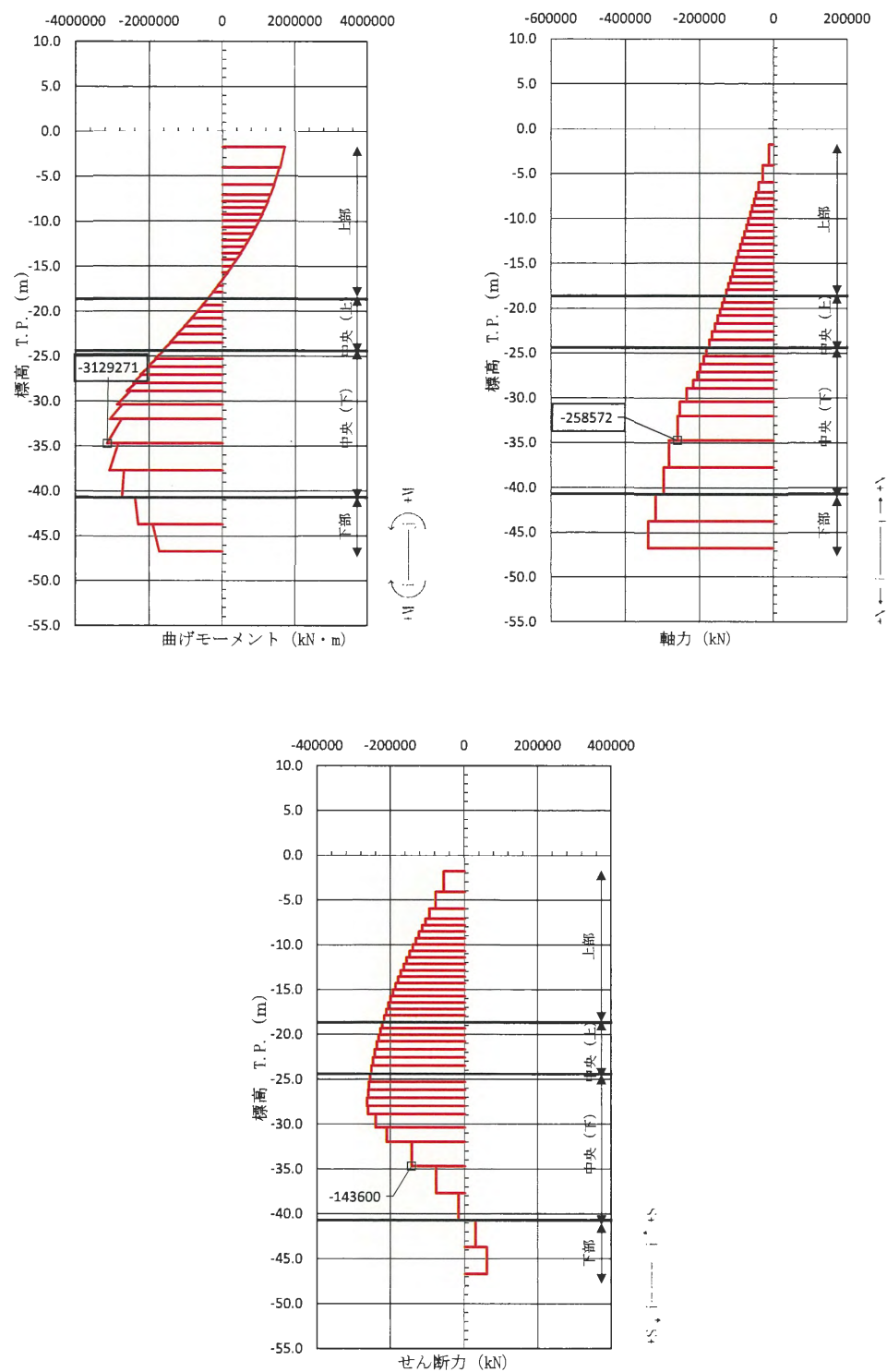
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-1 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。



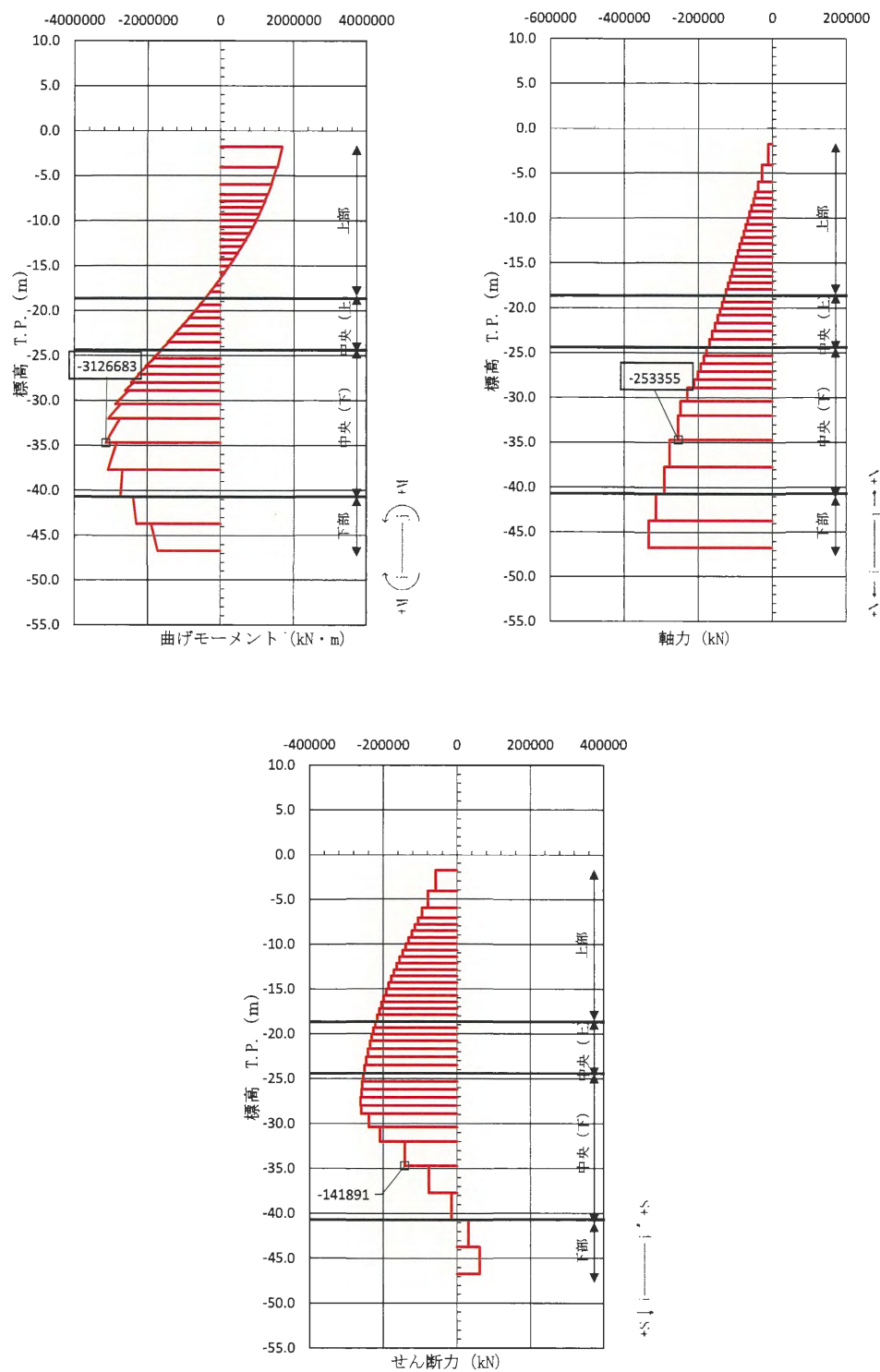


図 3.2-3 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 南基礎 中央 (下))

($S_s - 31$ [H+, V+] $t = 8.84$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

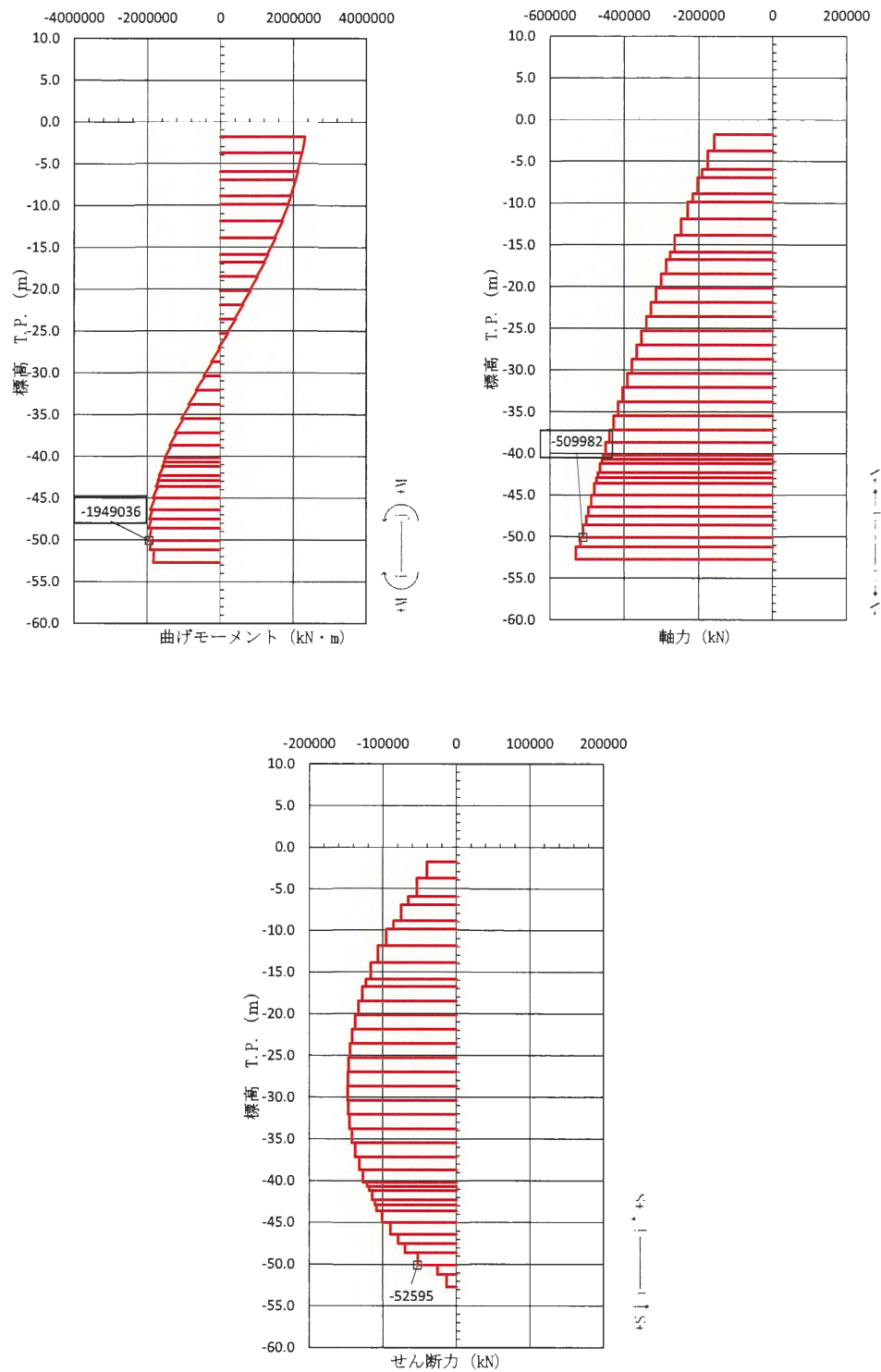


図 3.2-4 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 北基礎)
 (S_s-3 1 [H+, V+] t=8.82 s)
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

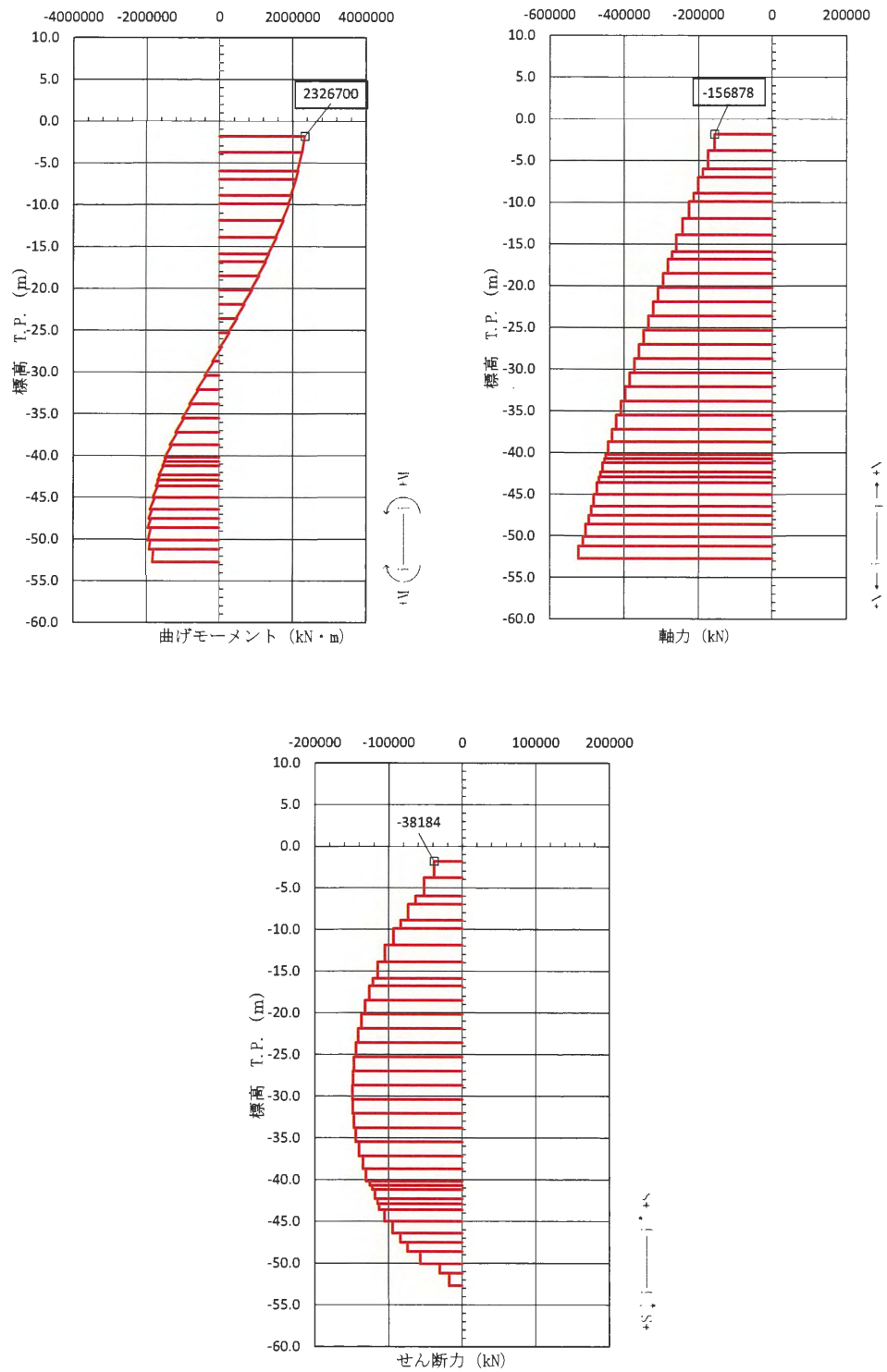
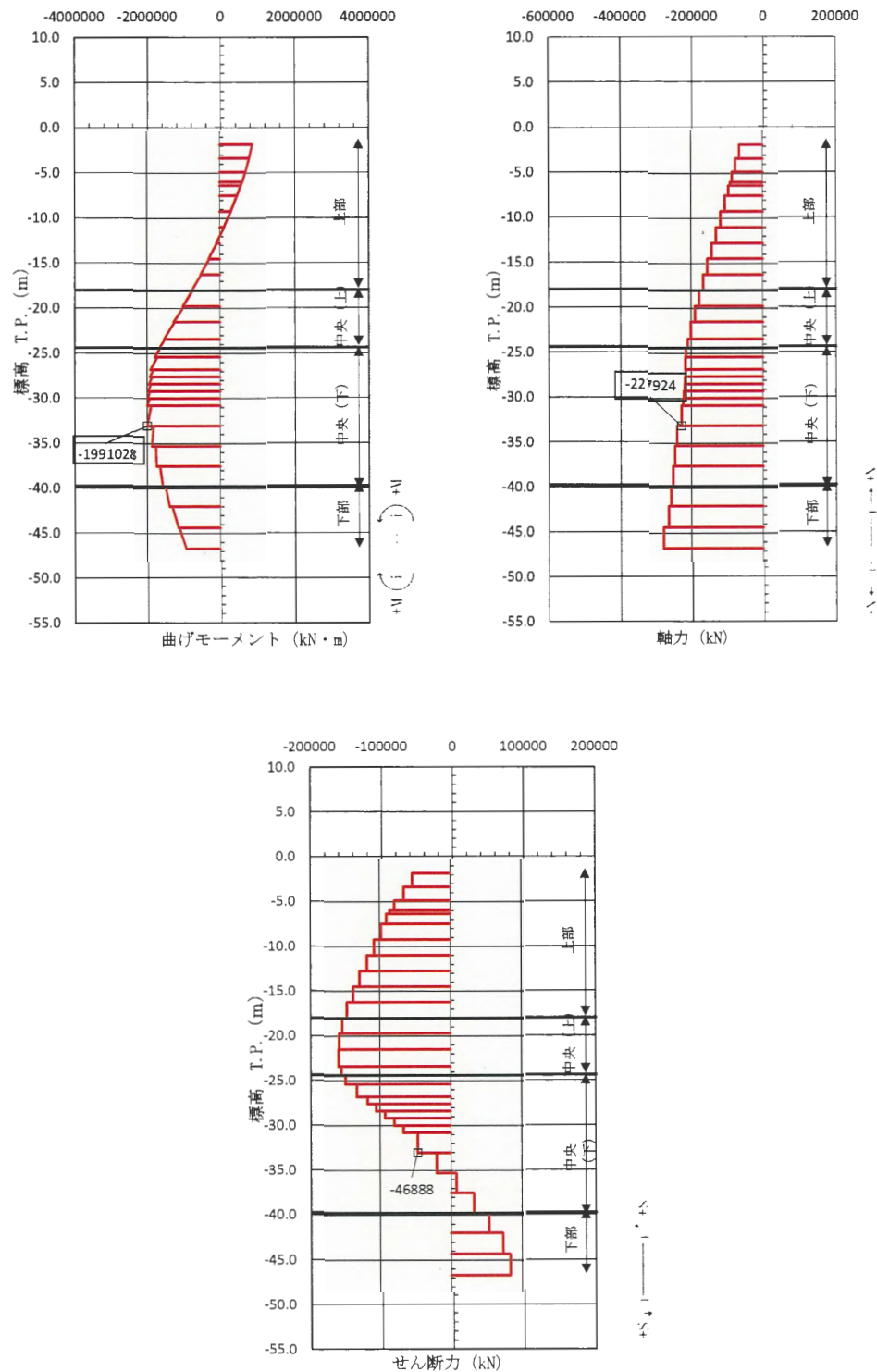


図 3.2-5 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 北基礎)
 (S_s-3 1 [H+, V+] t=8.80 s)
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



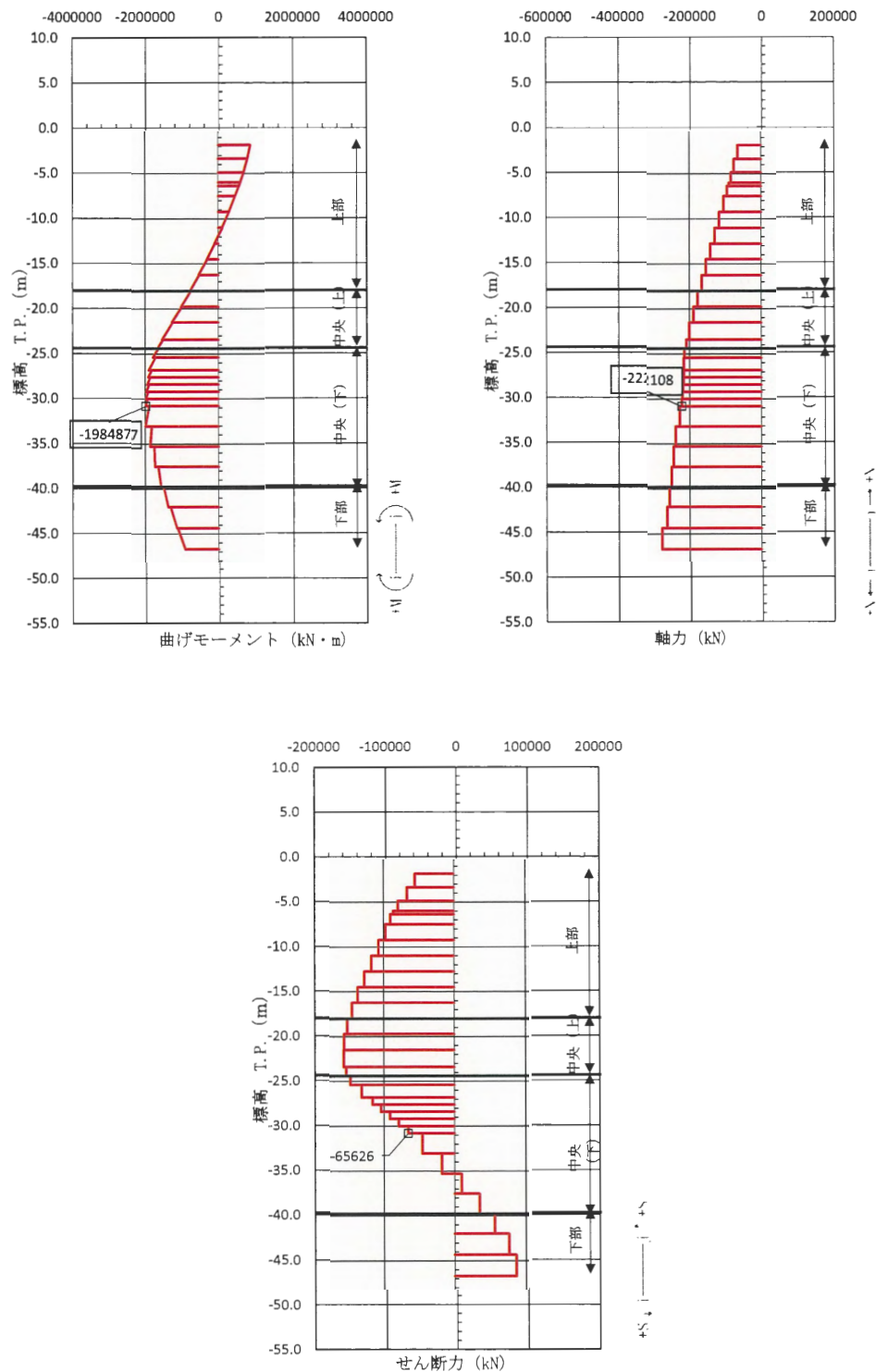


図 3.2-7 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 中央 (下))

(S_s -D1 [H-, V-] $t=68.81$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

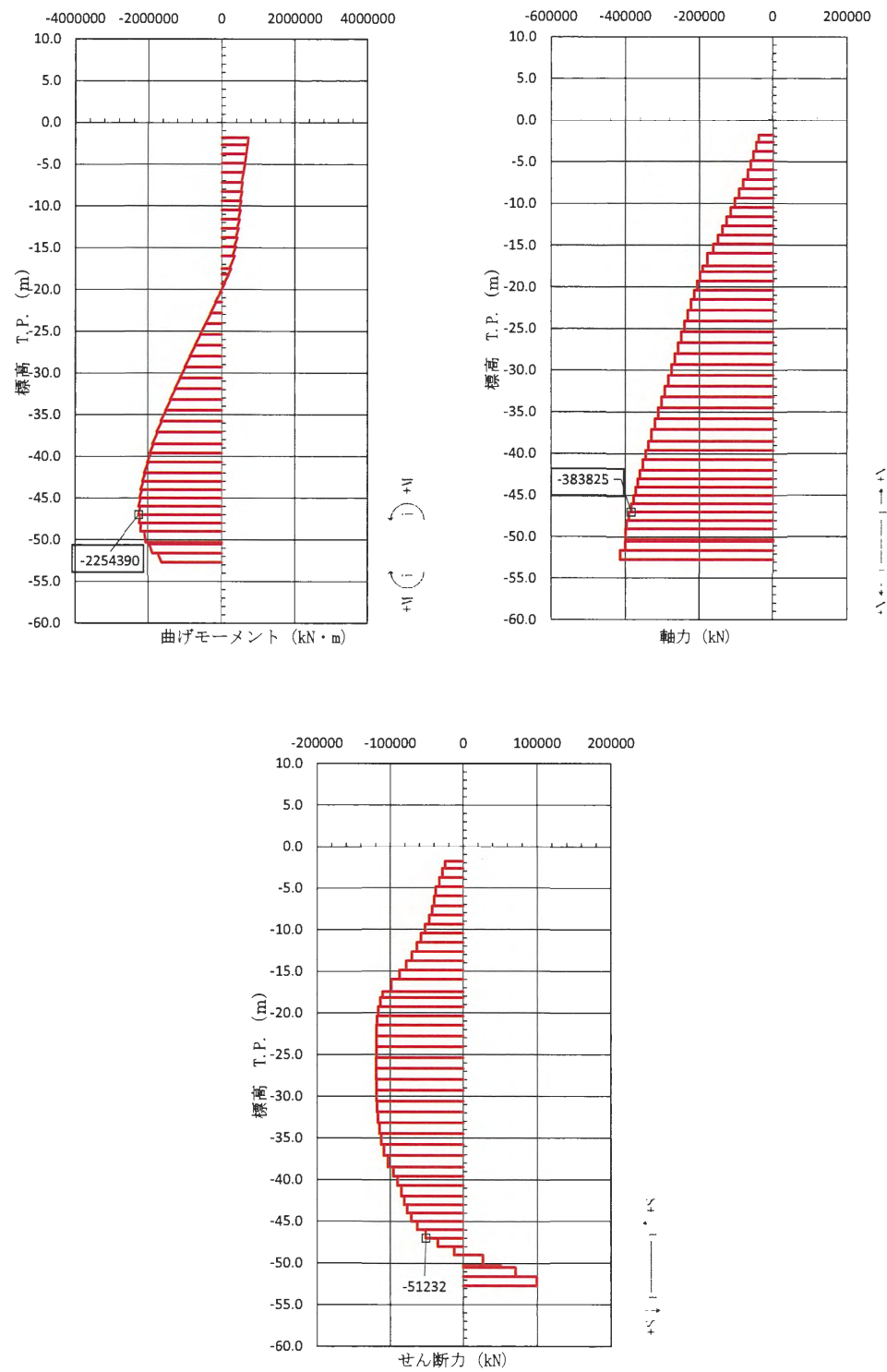


図 3.2-8 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎)
 $(S_s - 3.1 \text{ [H+, V+]} \text{ } t = 8.93 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

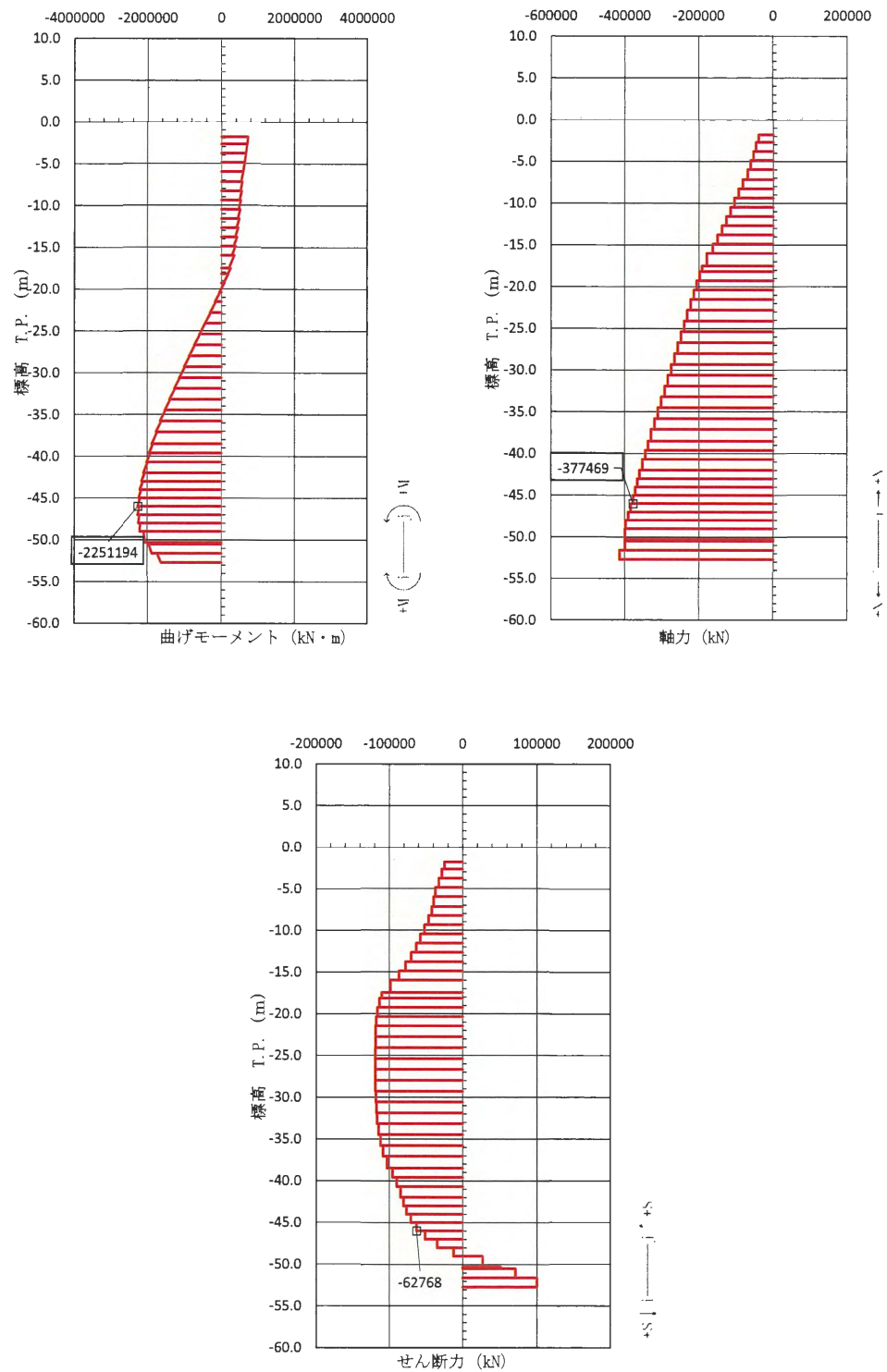


図 3.2-9 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎)
 $(S_s - 3.1 \text{ [H+, V+]} \text{ } t = 8.93 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(b) せん断力に対する評価結果

中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価は、2次元有効応力解析によって得られるせん断力を抽出し、鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。

中実鉄筋コンクリートは、部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき、鉄筋仕様の異なる5種類の部材により構成する。部材の構成は、図 3.2-10 に示すとおり北基礎が1種類、南基礎が4種類（上部、中央（上）、中央（下）及び下部）である。したがって、中実鉄筋コンクリートの評価は、上記の5種類の部材に対して行う。

表 3.2-13～表 3.2-16 に、2次元有効応力解析の検討ケース及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を示す。

評価位置図を図 3.2-10 に、鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-11～図 3.2-14 に示す。せん断力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 S_s-31 [H+, V+]（地盤ケース④、①-①断面）の 0.99 である。鋼製防護壁による基礎上部の拘束の影響が堤軸直交方向に比べて堤軸方向（①-①断面）の方が顕著であり、特に南基礎では、これに加えて岩盤による基礎深部の拘束の影響を受けて最大照査値が生じている。また、堤軸直交方向（②-②断面、③-③断面）の照査値も 0.6 以上となっており、工認設計モデルと比較してもこの影響が大きく現れている。

中実鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、中実鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

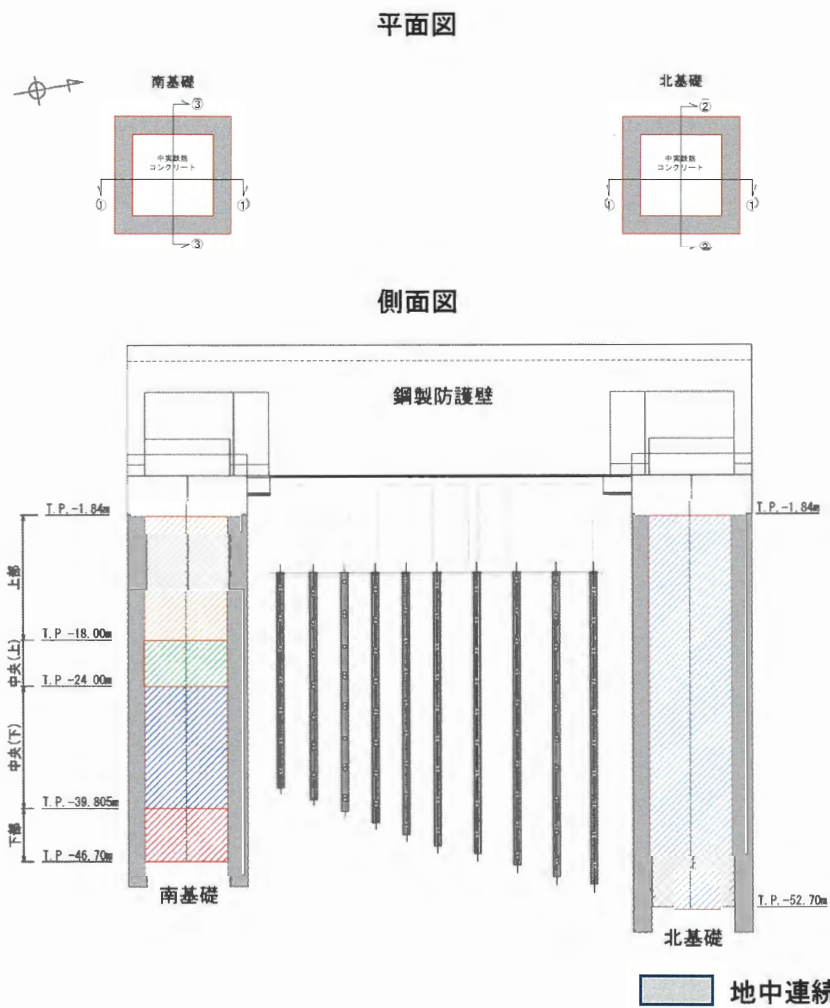


図 3.2-10 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）
（図 3.2-1 の再掲）

表 3.2-13 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (①-①断面, 南基礎)

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d' (mm)				
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	18-D29@150	198197	244929	0.81
		中央 (上)	10700	10700	9759	20-D29@150	234588	262058	0.90
		中央 (下)	10700	10700	9262	22-D29@150	245653	270033	0.91
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	73931	194677	0.38
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	18-D29@150	196075	244929	0.81
		中央 (上)	10700	10700	9759	20-D29@150	231432	262058	0.89
		中央 (下)	10700	10700	9262	22-D29@150	242613	270033	0.90
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	73201	194677	0.38
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	18-D29@150	201089	244929	0.83
		中央 (上)	10700	10700	9759	20-D29@150	238439	262058	0.91
		中央 (下)	10700	10700	9262	22-D29@150	249012	270033	0.93
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	75277	194677	0.39
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	18-D29@150	212129	244929	0.87
		中央 (上)	10700	10700	9759	20-D29@150	252757	262058	0.97
		中央 (下)	10700	10700	9262	22-D29@150	264682	270033	0.99
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	75484	194677	0.39
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	18-D29@150	196578	244929	0.81
		中央 (上)	10700	10700	9759	20-D29@150	234621	262058	0.90
		中央 (下)	10700	10700	9262	22-D29@150	246920	270033	0.92
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	73471	194677	0.38
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	上部	10700	10700	9976	18-D29@150	194053	244929	0.80
		中央 (上)	10700	10700	9759	20-D29@150	231715	262058	0.89
		中央 (下)	10700	10700	9262	22-D29@150	244396	270033	0.91
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	72752	194677	0.38

注記 ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記: 1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm

評価位置は図 3.2-10 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-14 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (①-①断面, 北基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d' (mm)				
ケース①	S _s -3 1 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	145413	200481	0.73
ケース②	S _s -3 1 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	145097	200481	0.73
ケース③	S _s -3 1 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	145775	200481	0.73
ケース④	S _s -3 1 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	148456	200481	0.75
ケース⑤	S _s -3 1 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	145139	200481	0.73
ケース⑥	S _s -3 1 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	144873	200481	0.73

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm

評価位置は図 3.2-10 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-15 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (③-③断面, 南基礎)

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d' (mm)				
ケース①	S _s -D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	16-D29@150	144700	221969	0.66
		中央 (上)	10700	10700	9759	16-D29@150	157165	217138	0.73
		中央 (下)	10700	10700	9262	18-D29@150	147174	227399	0.65
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	91126	194677	0.47
ケース②	S _s -D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	16-D29@150	143221	221969	0.65
		中央 (上)	10700	10700	9759	16-D29@150	155009	217138	0.72
		中央 (下)	10700	10700	9262	18-D29@150	145111	227399	0.64
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	90415	194677	0.47
ケース③	S _s -D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	16-D29@150	146350	221969	0.66
		中央 (上)	10700	10700	9759	16-D29@150	158829	217138	0.74
		中央 (下)	10700	10700	9262	18-D29@150	148785	227399	0.66
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	93007	194677	0.48
ケース④	S _s -D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	16-D29@150	146150	221969	0.66
		中央 (上)	10700	10700	9759	16-D29@150	158470	217138	0.73
		中央 (下)	10700	10700	9262	18-D29@150	148978	227399	0.66
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	95495	194677	0.50
ケース⑤	S _s -D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	16-D29@150	143256	221969	0.65
		中央 (上)	10700	10700	9759	16-D29@150	152604	217138	0.71
		中央 (下)	10700	10700	9262	18-D29@150	139638	227399	0.62
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	91011	194677	0.47
ケース⑥	S _s -D1 (H-, V-)	上部	10700	10700	9976	16-D29@150	143220	221969	0.65
		中央 (上)	10700	10700	9759	16-D29@150	152475	217138	0.71
		中央 (下)	10700	10700	9262	18-D29@150	139720	227399	0.62
		下部	10700	10700	9759	14-D29@150	89322	194677	0.46

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm

評価位置は図 3.2-10 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-16 鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査結果 (②-②断面, 北基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d' (mm)				
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	119267	200481	0.60
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	119099	200481	0.60
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	118817	200481	0.60
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	120242	200481	0.60
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	118904	200481	0.60
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	10700	10700	10050	14-D29@150	118951	200481	0.60

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様の表記：1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm

評価位置は図 3.2-10 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

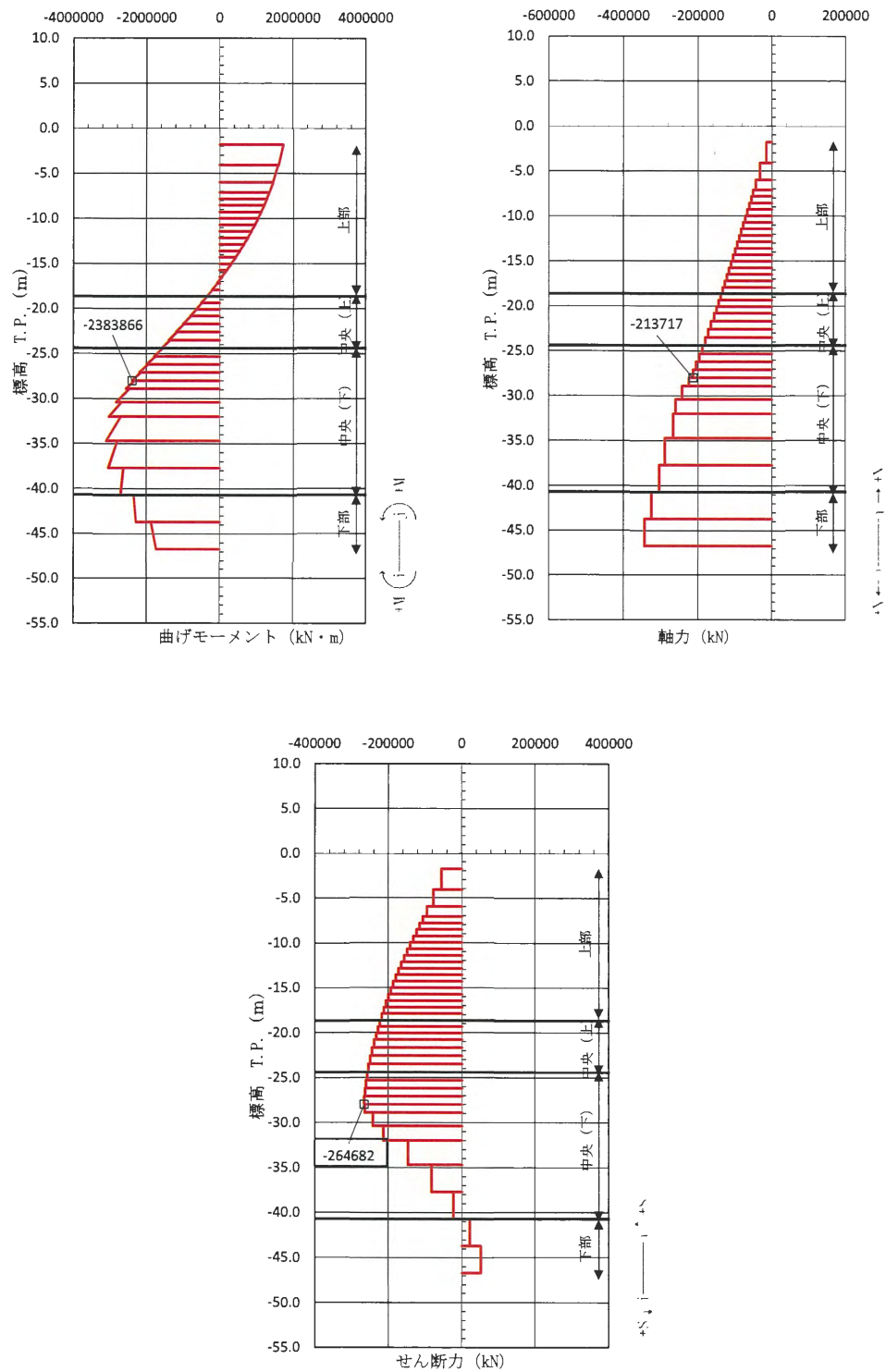


図 3.2-11 鉄筋コンクリートのせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図
 (①-①断面, 南基礎 中央 (下))
 (S s - 3 1 [H+, V+] t=8.81 s)
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

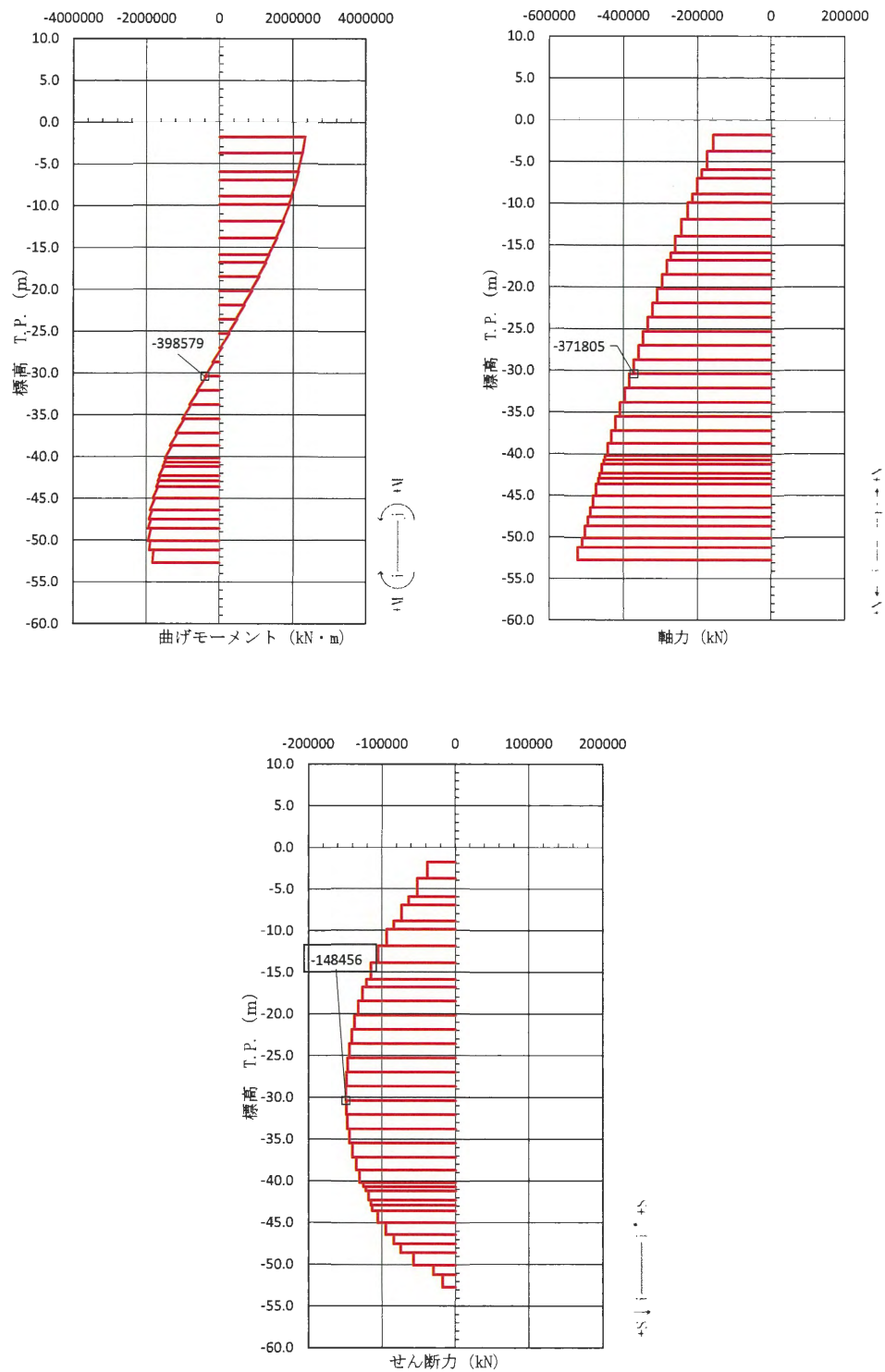
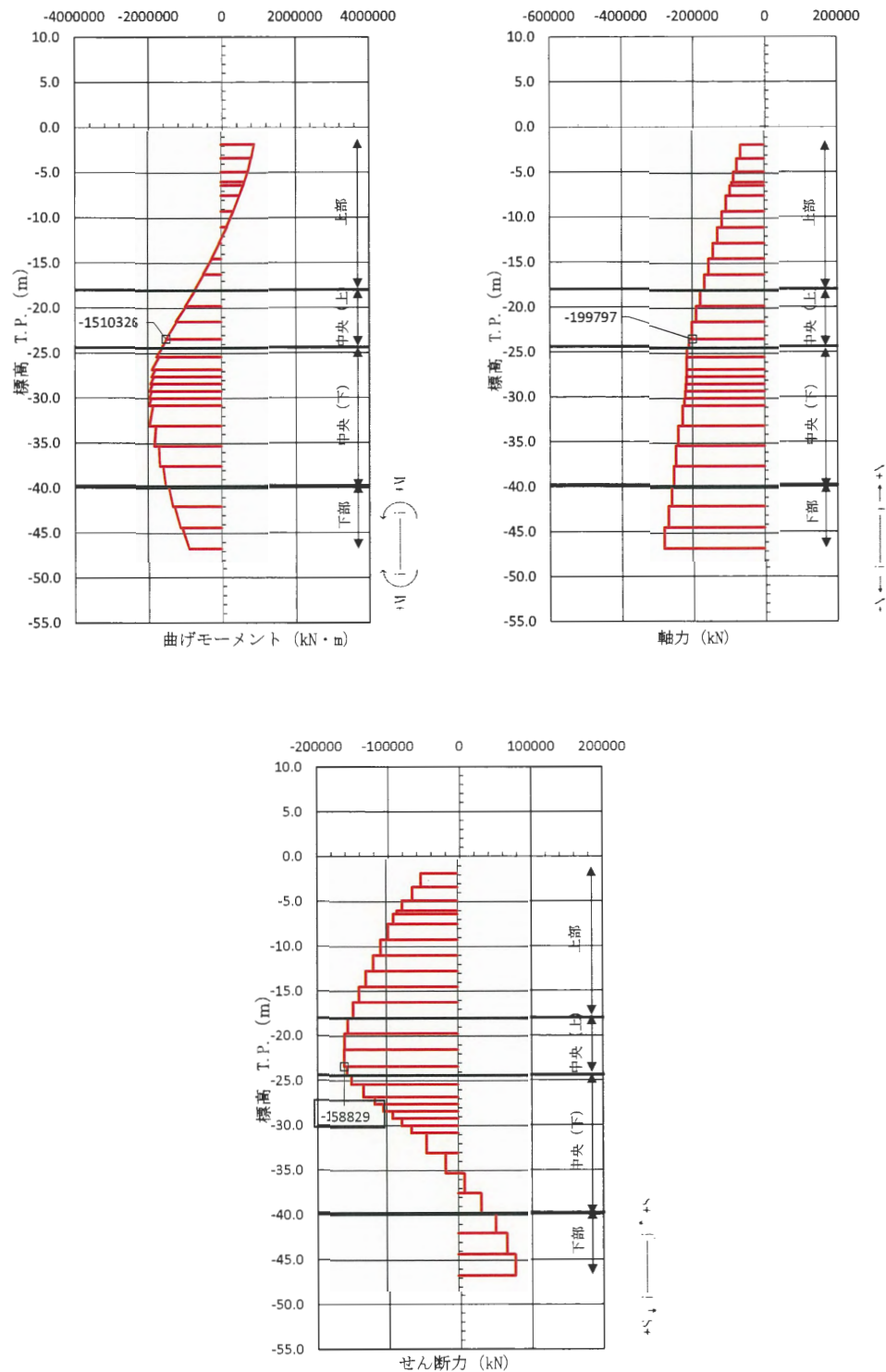


図 3.2-12 鉄筋コンクリートのせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 北基礎)
 (S s - 3 1 [H+, V+] t = 8.80 s)
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



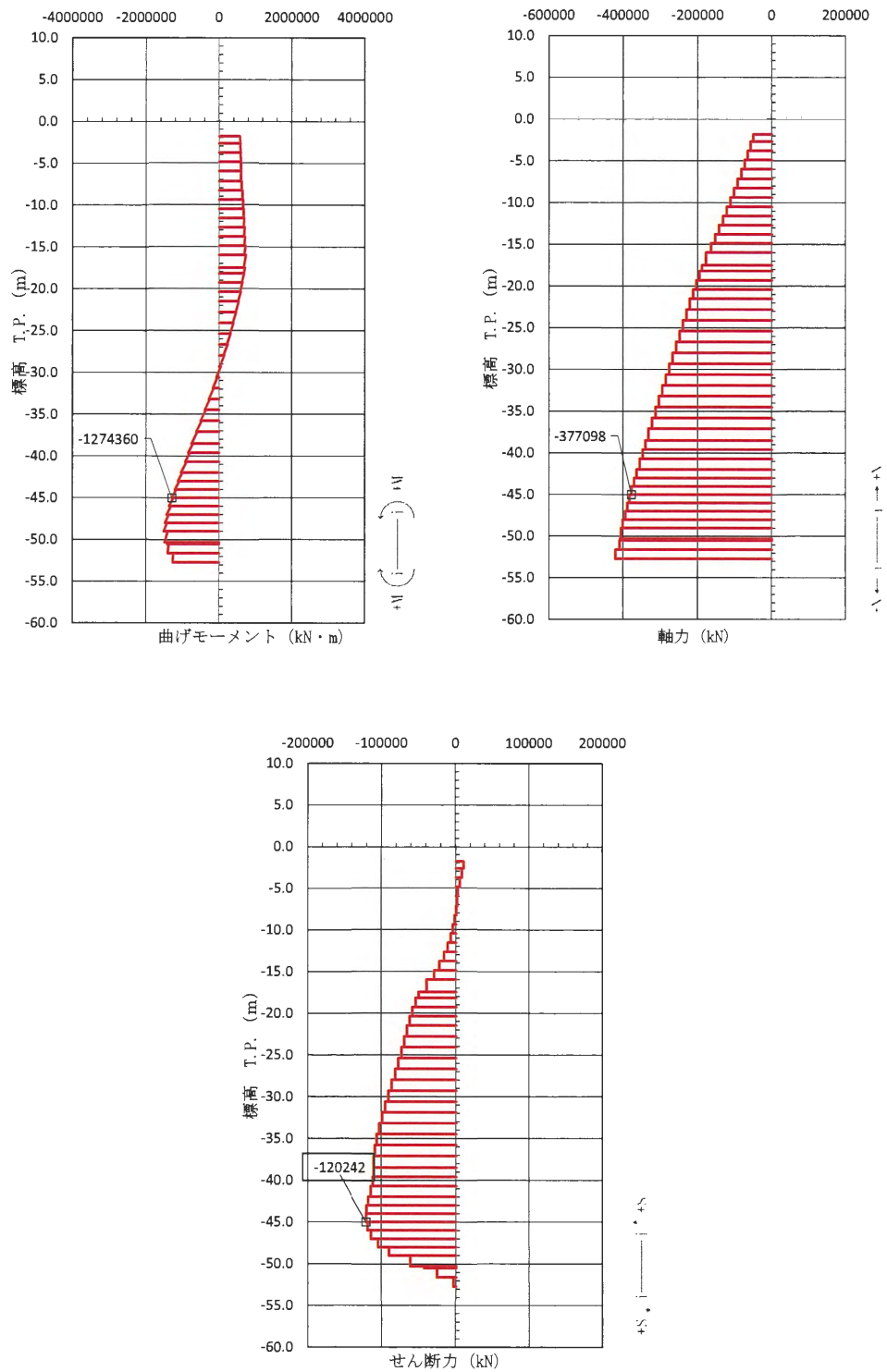


図 3.2-14 鉄筋コンクリートのせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎)
 (S s - 3 1 [H+, V+] t=8.73 s)
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

b. 鋼管杭の評価結果

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

鋼管杭の曲げ軸力に対する評価は、2次元有効応力解析によって得られる曲げ軸力により鋼管杭に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭の評価は、図 3.2-15 に示す鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。アルファベットは、Nが北基礎の鋼管杭、Sが南基礎の鋼管杭、Eが東側の鋼管杭及びWが西側の鋼管杭であることを示す。S及びNに付く数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。

表 3.2-17～表 3.2-20 に、2次元有効応力解析の検討ケース及び鋼管杭の曲げ軸力に対する照査値を示す。

杭記号位置を図 3.2-15 に、鋼管杭の曲げ軸力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-16～図 3.2-23 に示す。曲げ軸力に対する最大照査値は、北基礎において入力地震動S₀-3 1 [H+, V+] (地盤ケース④, ②-②断面) の0.45である。中実鉄筋コンクリートに比べて剛性が低いことから、堤軸方向 (①-①断面) の照査値は0.1未満と小さいが、地震による交番载荷によって押込みと引抜きが発生する堤軸直交方向 (②-②断面, ③-③断面) では0.2～0.5程度の照査値となっている。工認設計モデルにおける照査値と比べて20%程度の低減となっており、地中連続壁部との一体化を想定した中実鉄筋コンクリートの荷重負担が増大したことで鋼管杭の負担が軽減されているものの、地中連続壁部を残置する影響は比較的小さい。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、鋼管杭の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

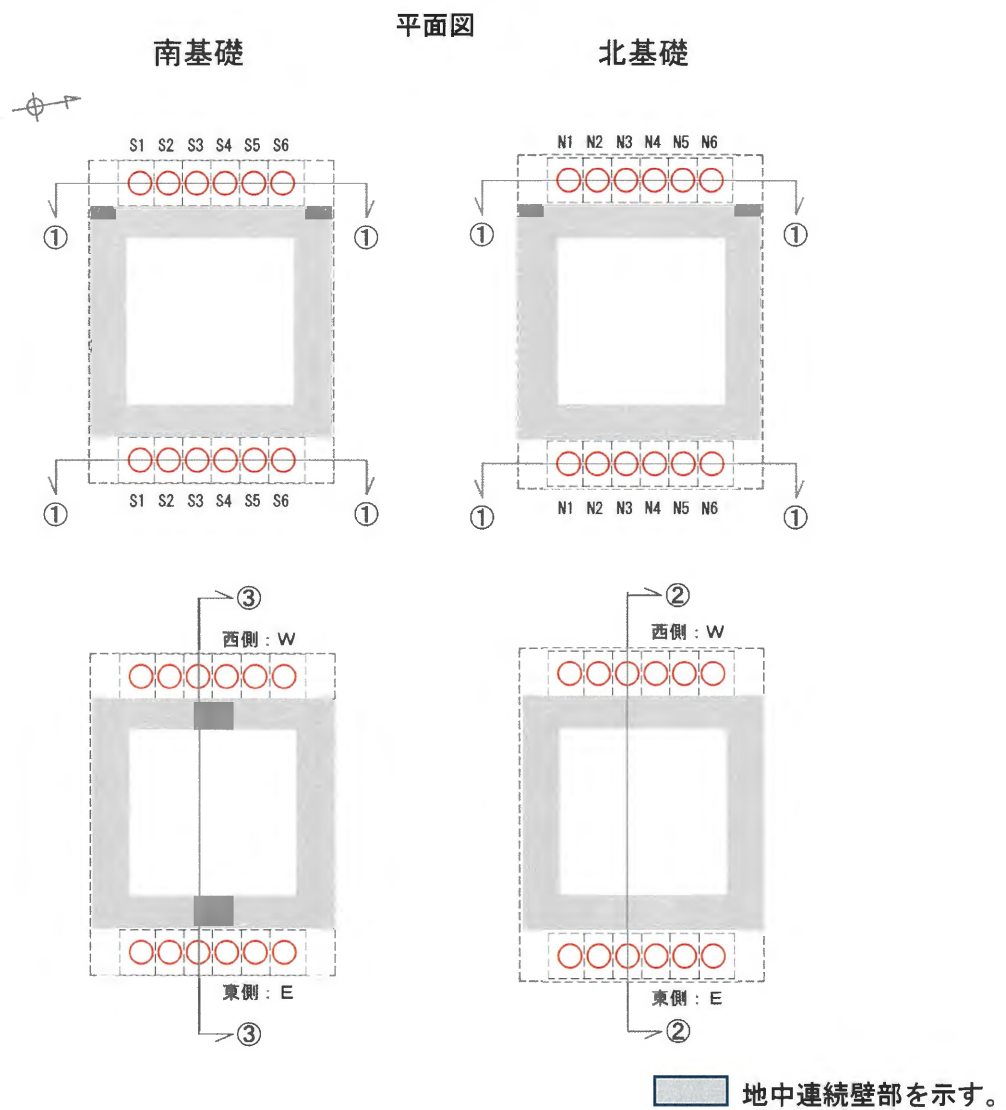


図 3.2-15 杭記号位置図（鋼管杭）

表 3.2-17 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面, 南基礎)
(圧縮)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 6	-884	-2737	24	442.5	0.06
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 6	-852	-2717	23	442.5	0.06
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 6	-913	-2796	24	442.5	0.06
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 6	-1123	-3228	29	442.5	0.07
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 6	-898	-2777	24	442.5	0.06
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 6	-876	-2742	23	442.5	0.06

(引張)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 1	-361	1517	11	442.5	0.03
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 1	-363	1463	11	442.5	0.03
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 1	-369	1563	12	442.5	0.03
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 1	-469	1468	13	442.5	0.03
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 1	-352	1458	11	442.5	0.03
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	S 1	-353	1395	11	442.5	0.03

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図 3.2-15 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-18 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (①-①断面, 北基礎)
(圧縮)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 6	-838	-4014	29	442.5	0.07
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 6	-820	-4014	29	442.5	0.07
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 6	-867	-4023	29	442.5	0.07
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 6	-883	-4075	30	442.5	0.07
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 6	-845	-4028	29	442.5	0.07
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 6	-829	-4028	29	442.5	0.07

(引張)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 1	-581	1073	12	442.5	0.03
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 1	-568	1006	12	442.5	0.03
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 1	-597	1132	13	442.5	0.03
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 1	-620	1223	13	442.5	0.03
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 1	-574	1027	12	442.5	0.03
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	N 1	-552	964	11	442.5	0.03

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図 3.2-15 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-19 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (③-③断面, 南基礎)
(圧縮)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	3439	-12005	98	442.5	0.23
ケース②	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	3369	-11935	97	442.5	0.22
ケース③	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	3512	-12045	99	442.5	0.23
ケース④	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	-3769	-12477	104	442.5	0.24
ケース⑤	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	3029	-11631	91	442.5	0.21
ケース⑥	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	3038	-11874	92	442.5	0.21

(引張)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	W	1539	11163	70	442.5	0.16
ケース②	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	W	1950	10389	72	442.5	0.17
ケース③	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	W	1725	11000	71	442.5	0.17
ケース④	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	W	1095	12618	71	442.5	0.17
ケース⑤	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	W	2121	10712	75	442.5	0.17
ケース⑥	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	W	2428	10515	78	442.5	0.18

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図 3.2-15 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

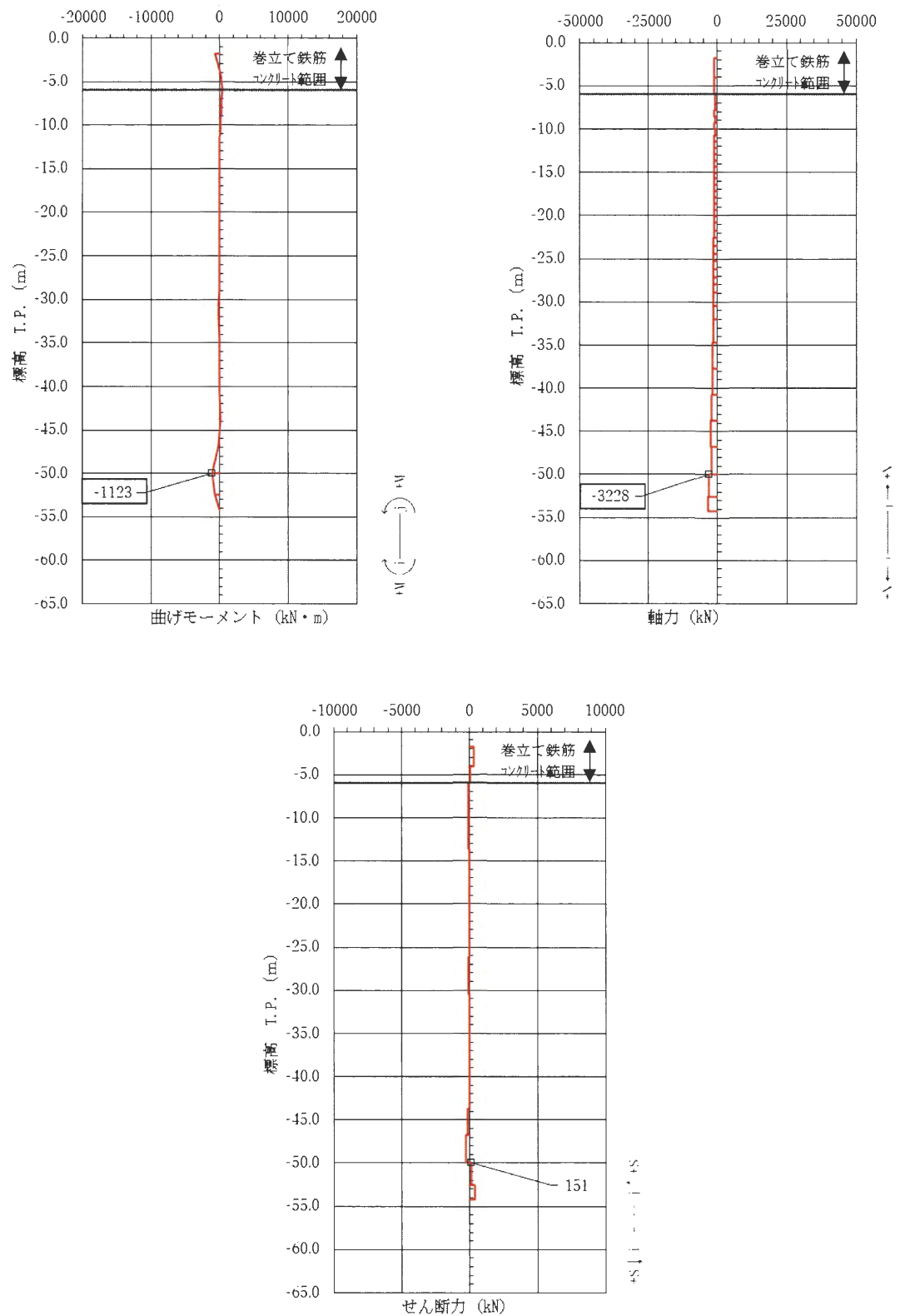
表 3.2-20 鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果 (②-②断面, 北基礎)
(圧縮)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	E	-9124	-15350	185	442.5	0.42
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	E	-8855	-15123	181	442.5	0.41
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	E	-9383	-15484	189	442.5	0.43
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	E	-9924	-15949	198	442.5	0.45
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	E	-8748	-15284	180	442.5	0.41
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	E	-8462	-15025	176	442.5	0.40

(引張)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
		有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	W	-4850	5366	86	442.5	0.20
ケース②	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	W	-4645	5413	84	442.5	0.19
ケース③	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	W	-5107	5623	91	442.5	0.21
ケース④	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	W	-5366	5384	93	442.5	0.22
ケース⑤	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	W	-4434	4719	78	442.5	0.18
ケース⑥	S _s -31 (H+, V+)	1498	49	W	-4154	4796	75	442.5	0.17

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図 3.2-15 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。



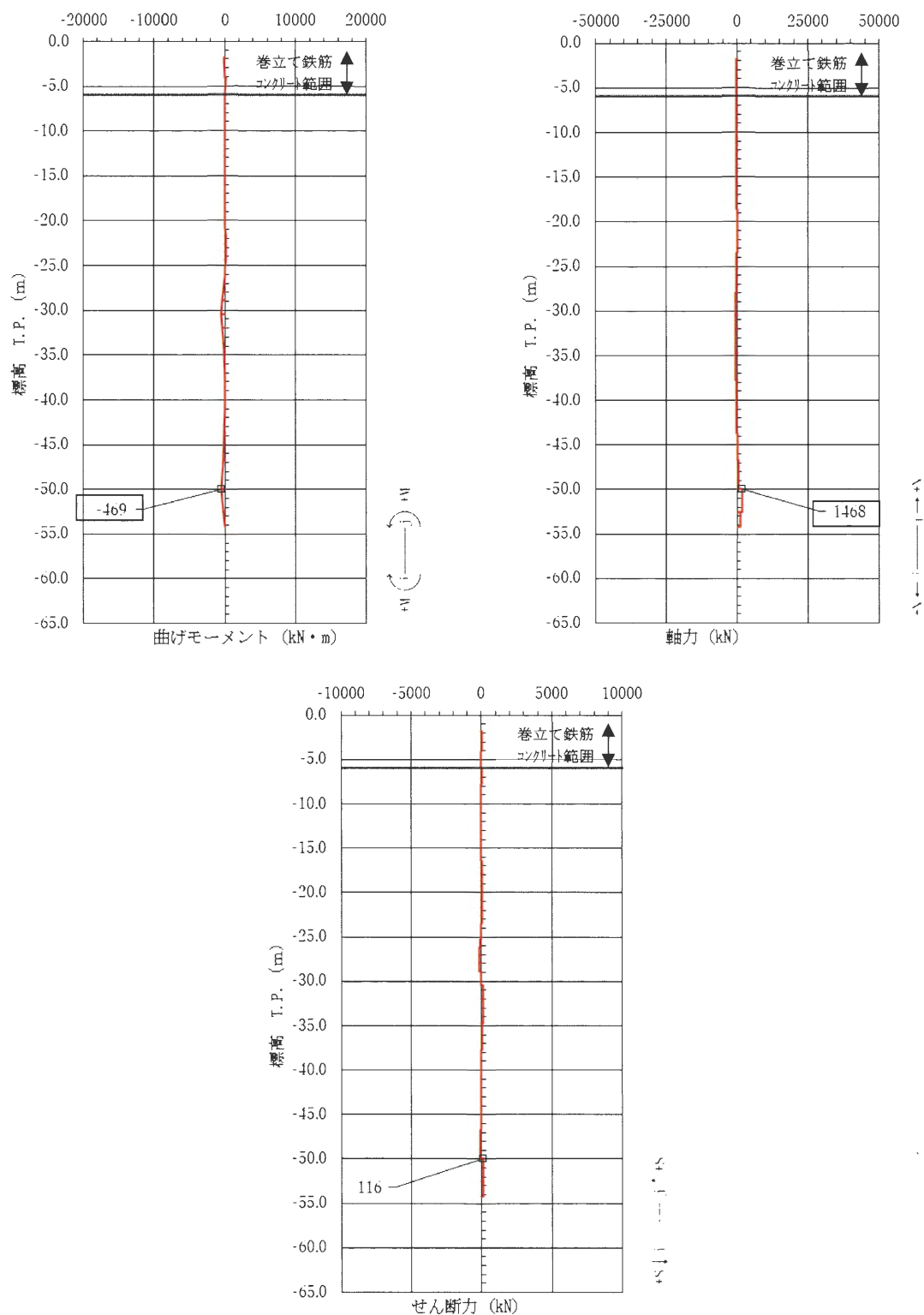
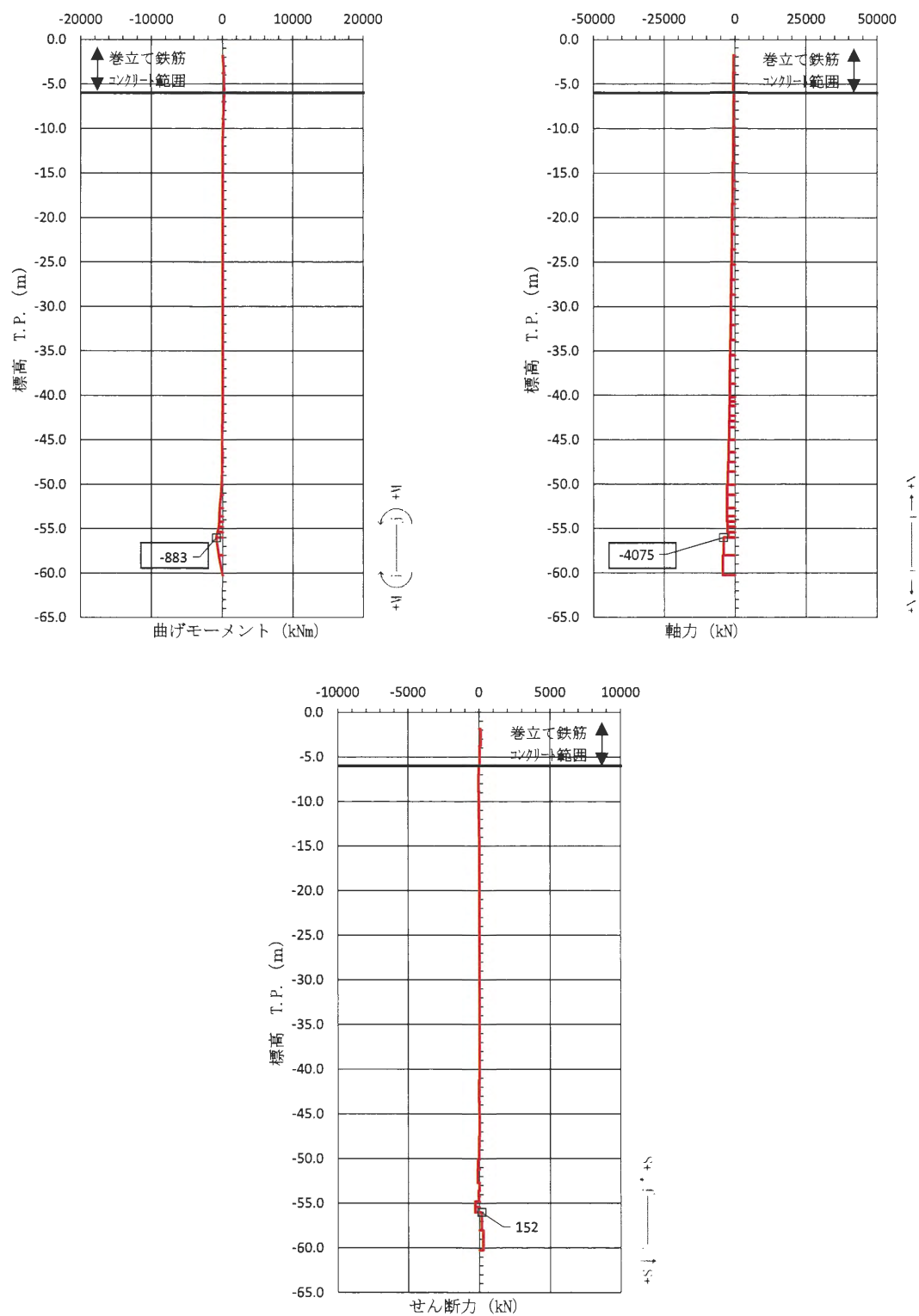


図 3.2-17 鋼管杭の曲げ軸力照査（引張）が最も厳しい時刻の断面力図（①-①断面，南基礎）

（ $S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 8.84$ s）

（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）



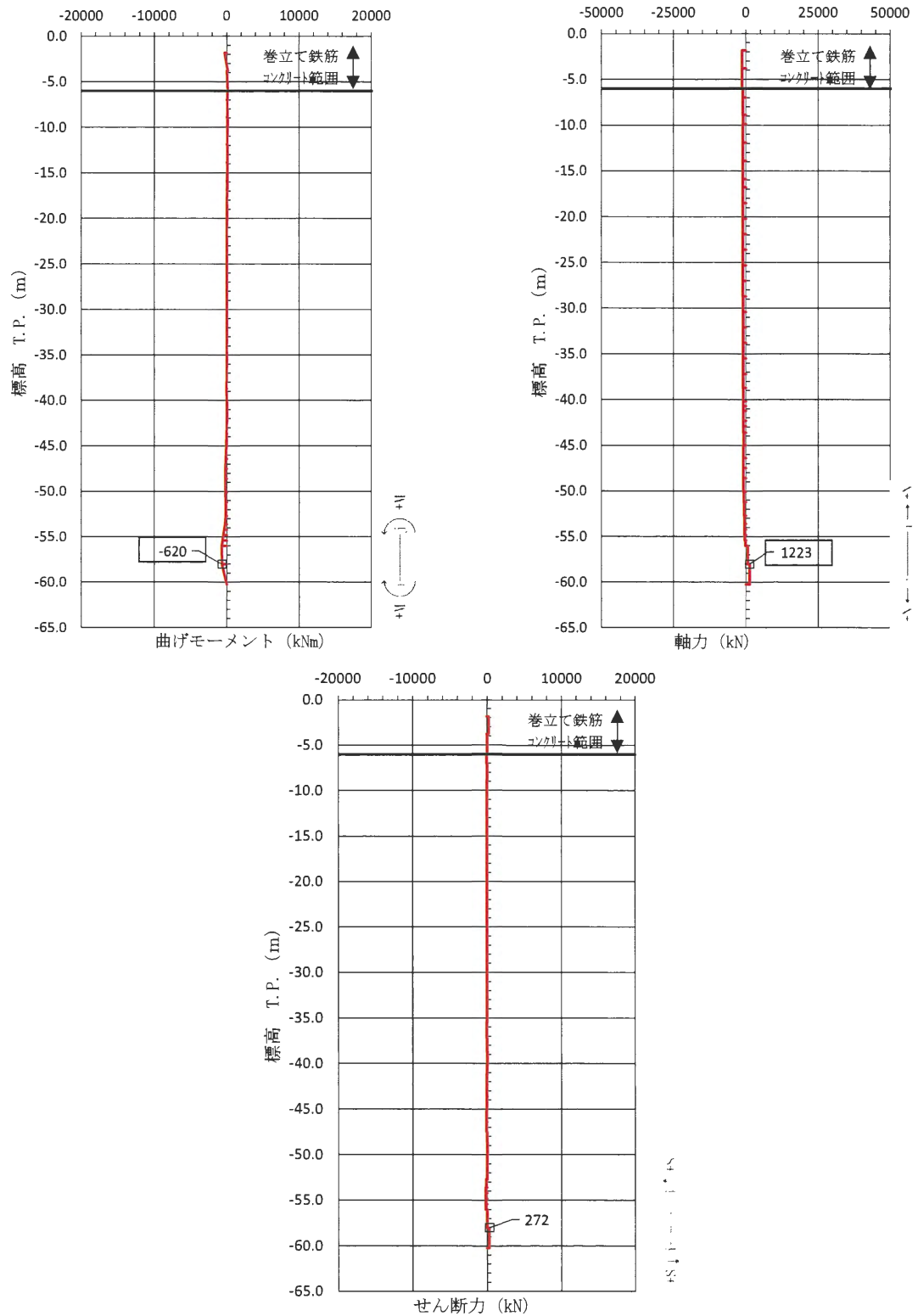


図 3.2-19 鋼管杭の曲げ軸力照査（引張）が最も厳しい時刻の断面力図（①－①断面，北基礎）

（ $S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 8.79$ s）

（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

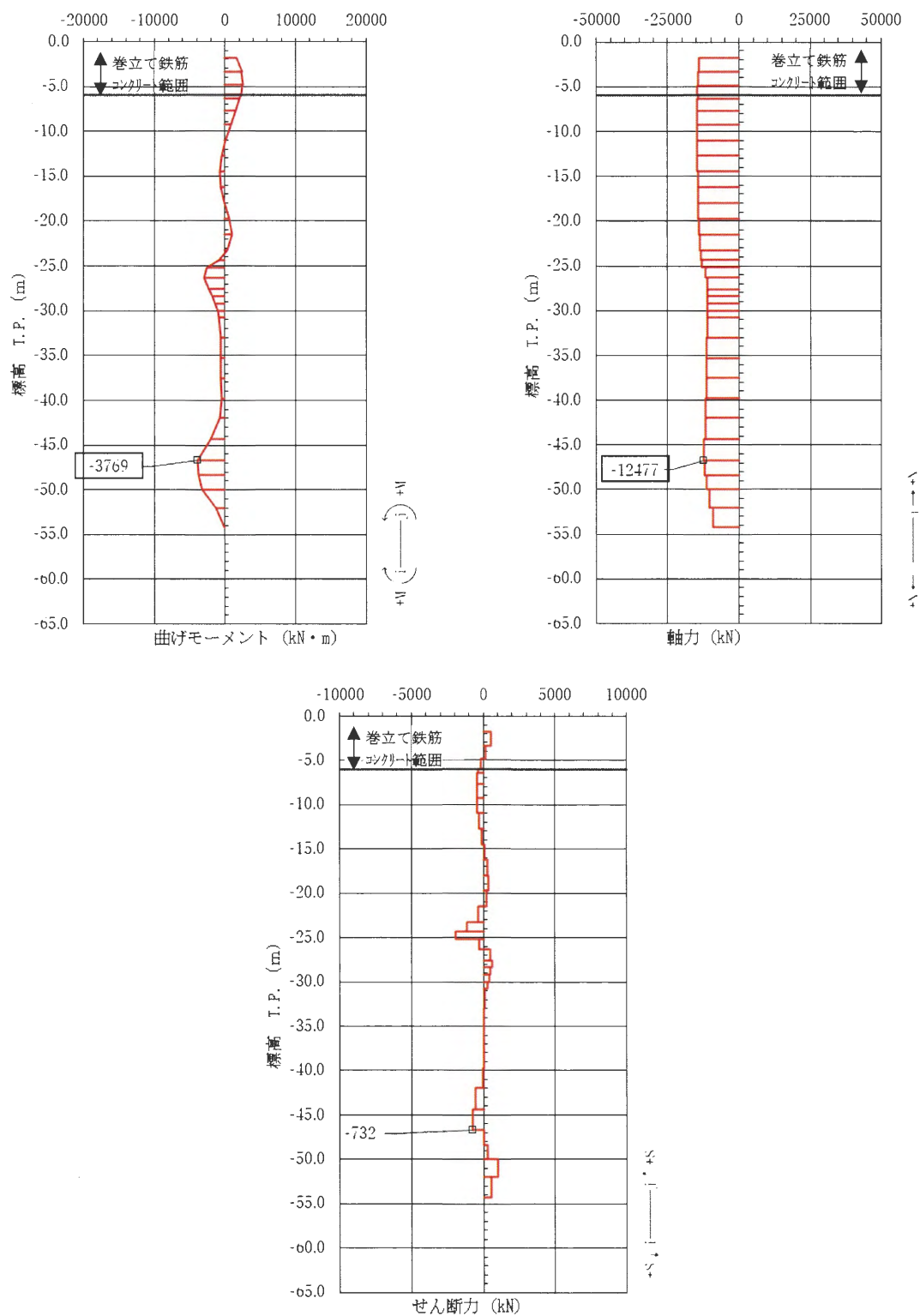


図 3.2-20 鋼管杭の曲げ軸力照査（圧縮）が最も厳しい時刻の断面力図（③－③断面，南基礎）

($S_s - D1$ [H-, V-] $t = 68.80$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

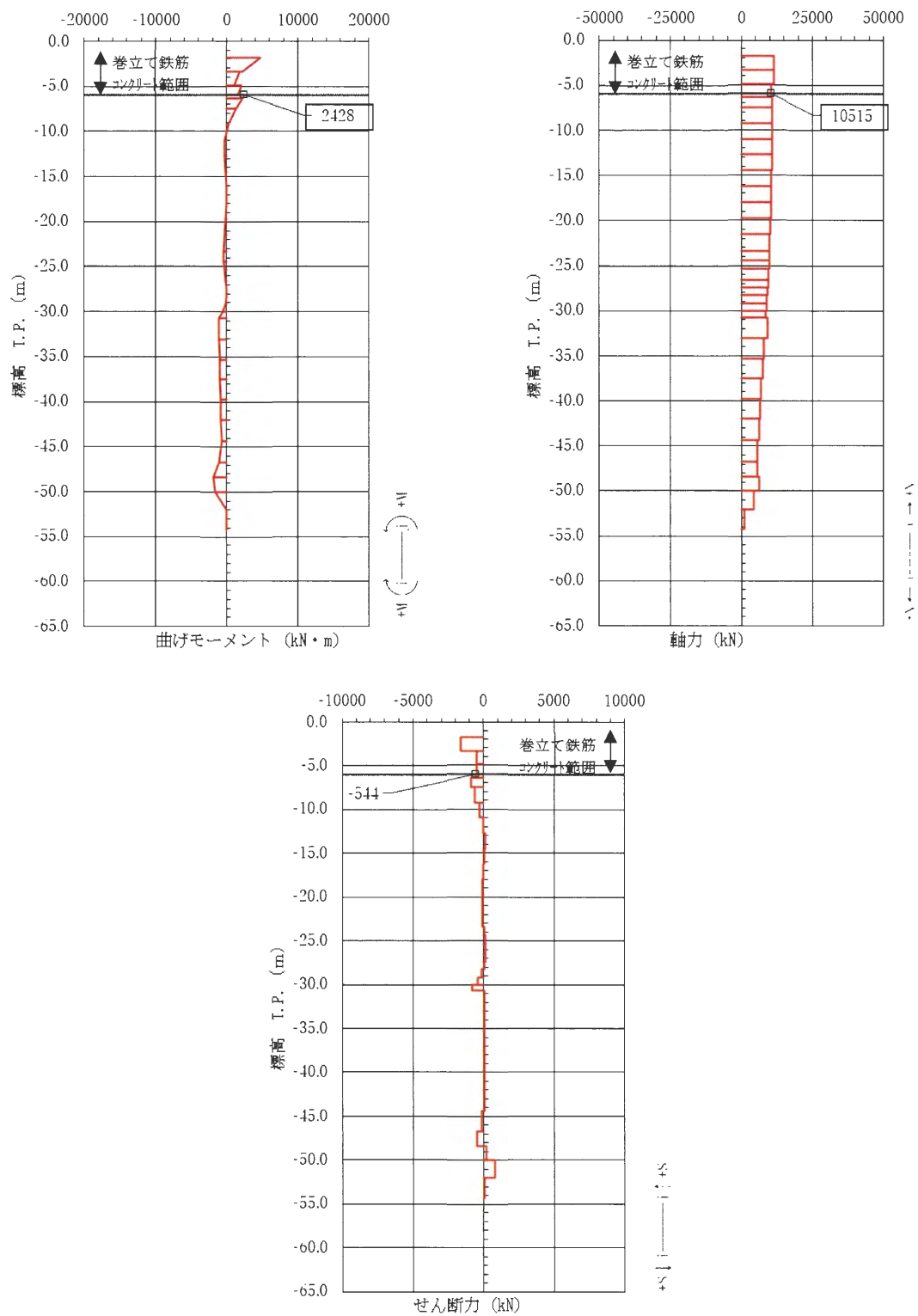
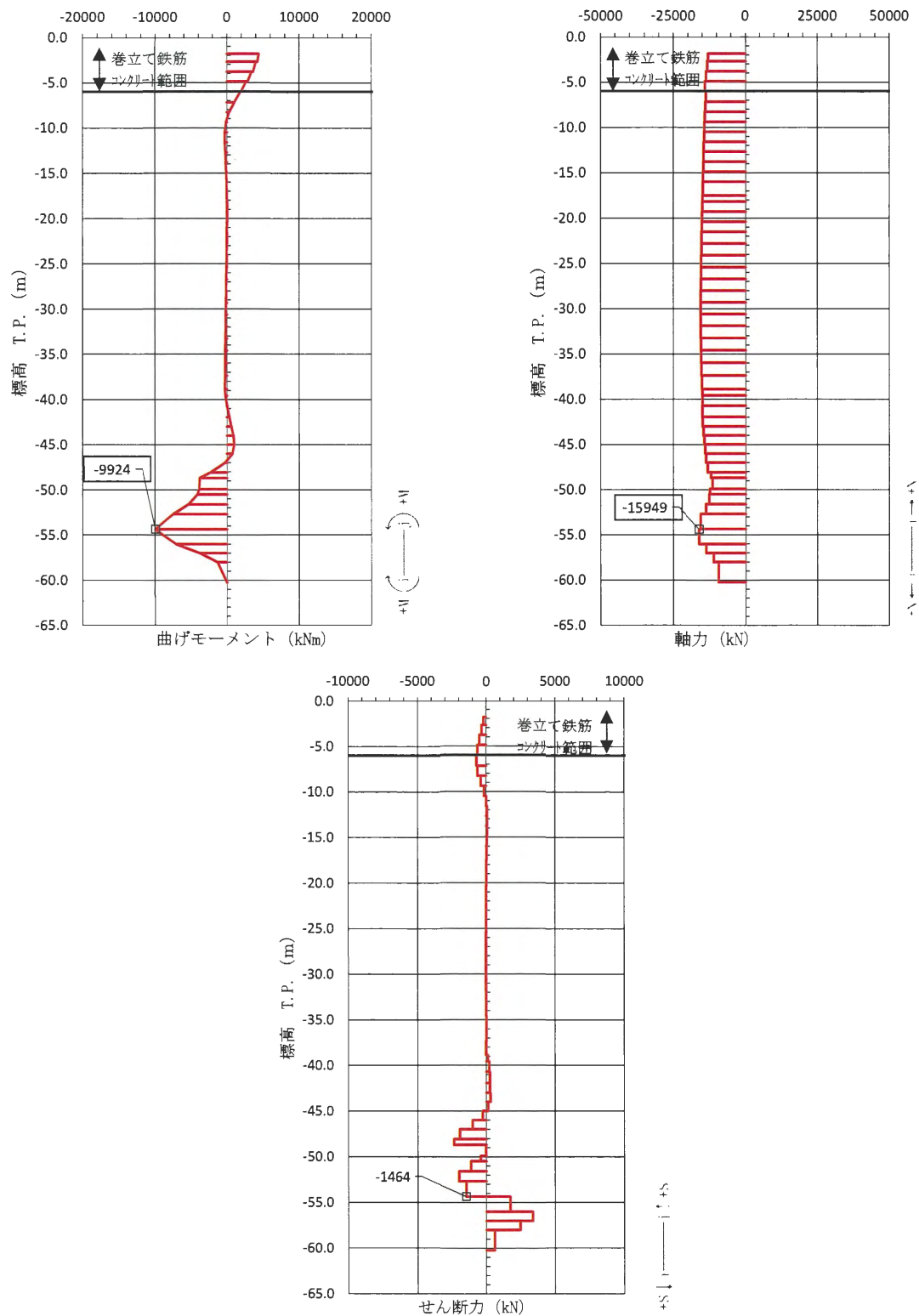


図 3.2-21 鋼管杭の曲げ軸力照査（引張）が最も厳しい時刻の断面力図（③－③断面，南基礎）
 $(S_s - D1 [H-, V-] t = 68.75 \text{ s})$
 （地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
 非液化化の条件を仮定した解析ケース）



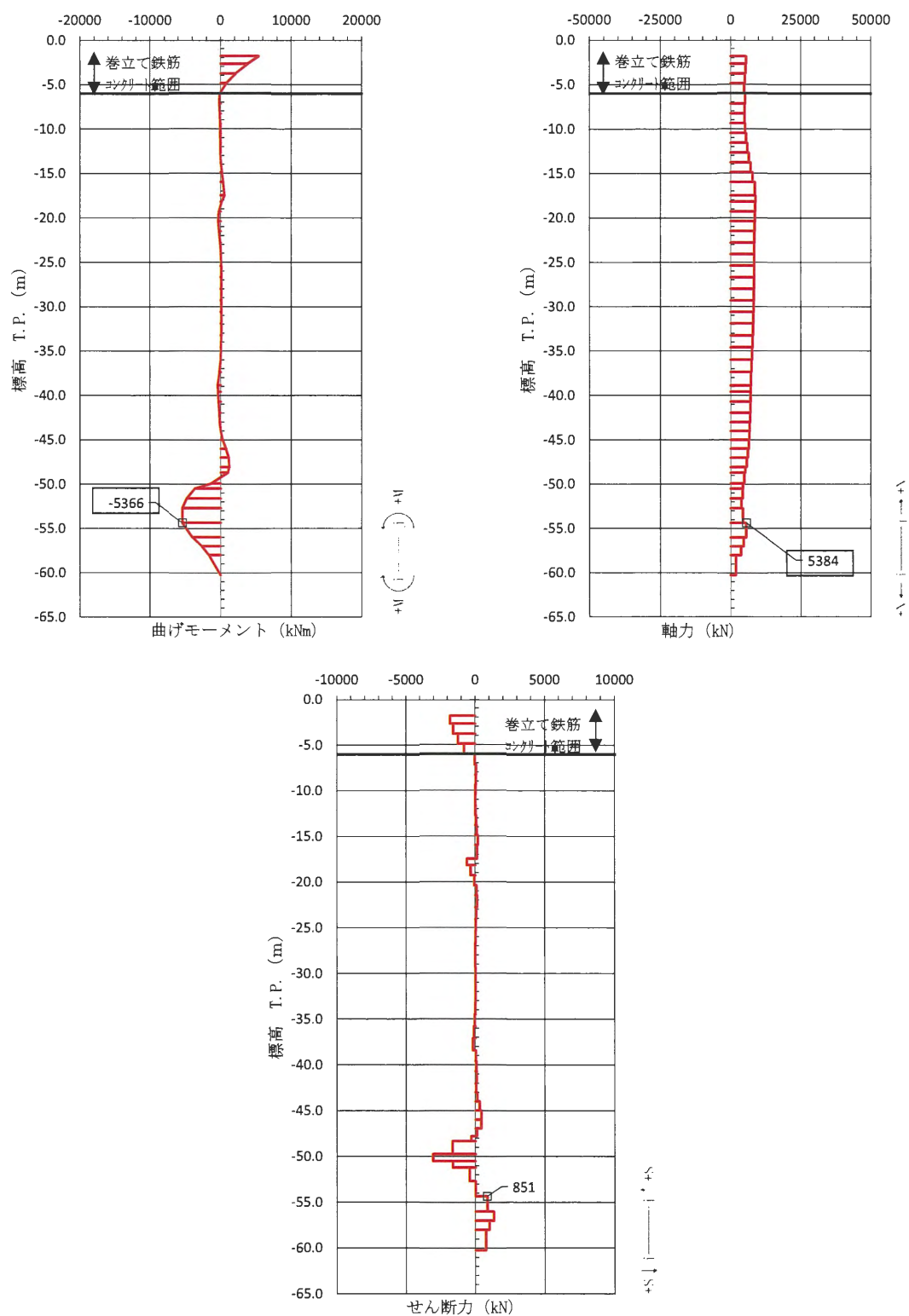


図 3.2-23 鋼管杭の曲げ軸力照査（引張）が最も厳しい時刻の断面力図（②－②断面，北基礎）

（ $S_s - 31$ [H+, V+] $t = 8.97$ s）

（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

(b) せん断力に対する評価結果

鋼管杭のせん断力に対する評価は、2次元有効応力解析によって得られるせん断力により鋼管杭に発生する応力度を算出し、構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭の評価は、図 3.2-24 に示す鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。アルファベットは、Nが北基礎の鋼管杭、Sが南基礎の鋼管杭、Eが東側の鋼管杭及びWが西側の鋼管杭であることを示す。S及びNに付く数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。

表 3.2-21～表 3.2-24 に、2次元有効応力解析の検討ケース及び鋼管杭のせん断力に対する照査値を示す。

杭記号位置を図 3.2-24 に、鋼管杭のせん断力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-25～図 3.2-28 に示す。せん断力に対する最大照査値は、北基礎において入力地震動 $S_{\text{e}} - 3.1$ [H+, V+] (地盤ケース④, ②-②断面) の 0.06 で工認設計モデルにおける照査値と同程度であり、曲げ軸力に対する評価と同様、中実鉄筋コンクリートの荷重負担が増大したことで鋼管杭の負担が軽減されているものの、せん断抵抗にはさほど寄与していないことが確認できる。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

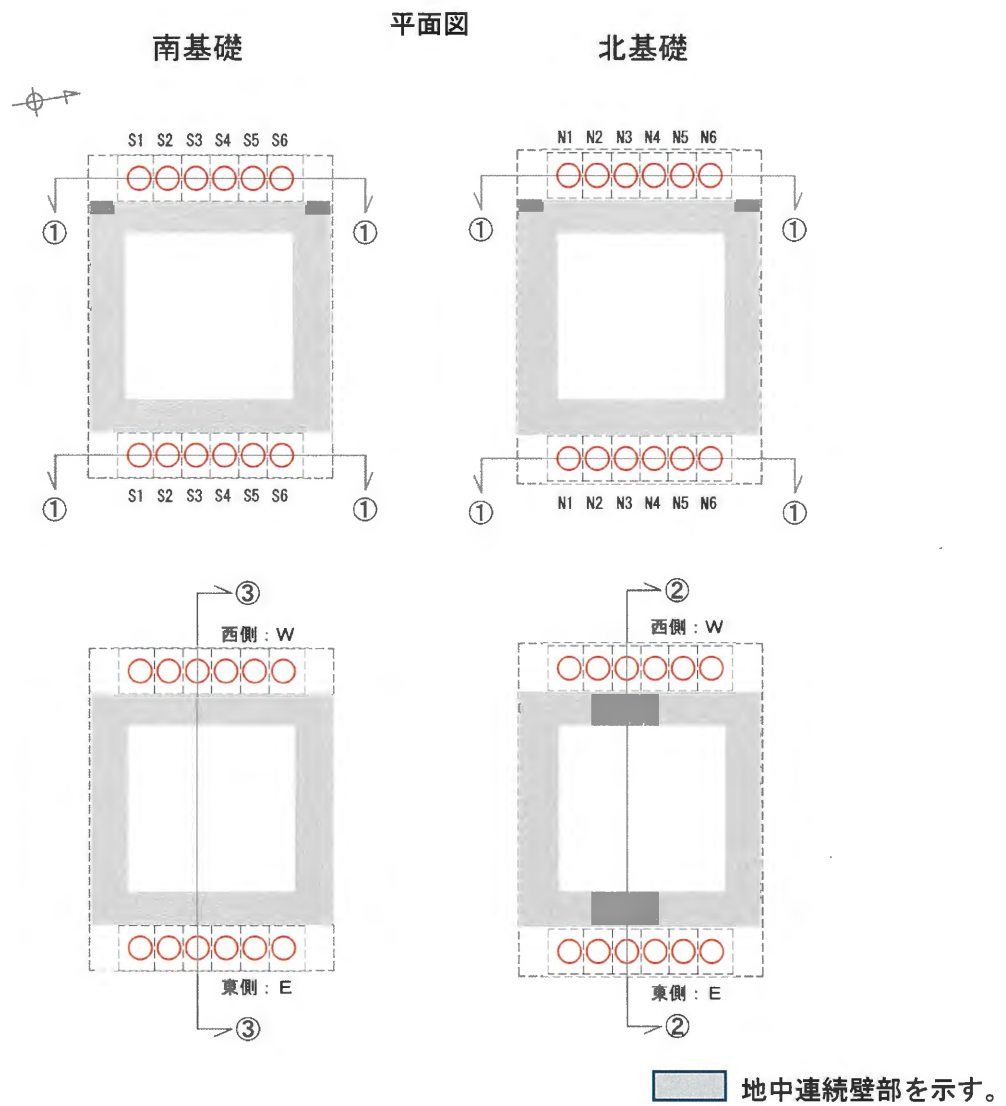


図 3.2-24 杭記号位置図（鋼管杭）
 （図 3.2-15 の再掲）

表 3.2-21 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (①-①断面, 南基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
		有効径 D' (mm)	有効板 厚 t' (mm)					
ケース①	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	S 6	405	1.8	255	0.01
ケース②	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	S 6	400	1.8	255	0.01
ケース③	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	S 6	411	1.8	255	0.01
ケース④	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	S 6	443	2.0	255	0.01
ケース⑤	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	S 6	405	1.8	255	0.01
ケース⑥	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	S 6	400	1.8	255	0.01

注記 ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

杭記号位置は図 3.2-24 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-22 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (①-①断面, 北基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
		有効径 D' (mm)	有効板 厚 t' (mm)					
ケース①	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	N 6	422	1.9	255	0.01
ケース②	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	N 6	437	2.0	255	0.01
ケース③	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	N 6	414	1.9	255	0.01
ケース④	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	N 6	444	2.0	255	0.01
ケース⑤	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	N 6	410	1.8	255	0.01
ケース⑥	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	N 6	416	1.9	255	0.01

注記 ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

杭記号位置は図 3.2-24 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-23 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (③-③断面, 南基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
		有効径 D' (mm)	有効板 厚 t' (mm)					
ケース①	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	1912	8.6	255	0.04
ケース②	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	1861	8.3	255	0.04
ケース③	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	1962	8.8	255	0.04
ケース④	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	1947	8.7	255	0.04
ケース⑤	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	1853	8.3	255	0.04
ケース⑥	S _s -D 1 (H-, V-)	1498	49	E	1816	8.1	255	0.04

注記 ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

杭記号位置は図 3.2-24 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-24 鋼管杭のせん断力に対する照査結果 (②-②断面, 北基礎)

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_a
		有効径 D' (mm)	有効板 厚 t' (mm)					
ケース①	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	E	3136	14.1	255	0.06
ケース②	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	E	3053	13.7	255	0.06
ケース③	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	E	3202	14.4	255	0.06
ケース④	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	E	3339	15.0	255	0.06
ケース⑤	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	E	3144	14.1	255	0.06
ケース⑥	S _s -3 1 (H+, V+)	1498	49	E	3047	13.7	255	0.06

注記 ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

杭記号位置は図 3.2-24 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

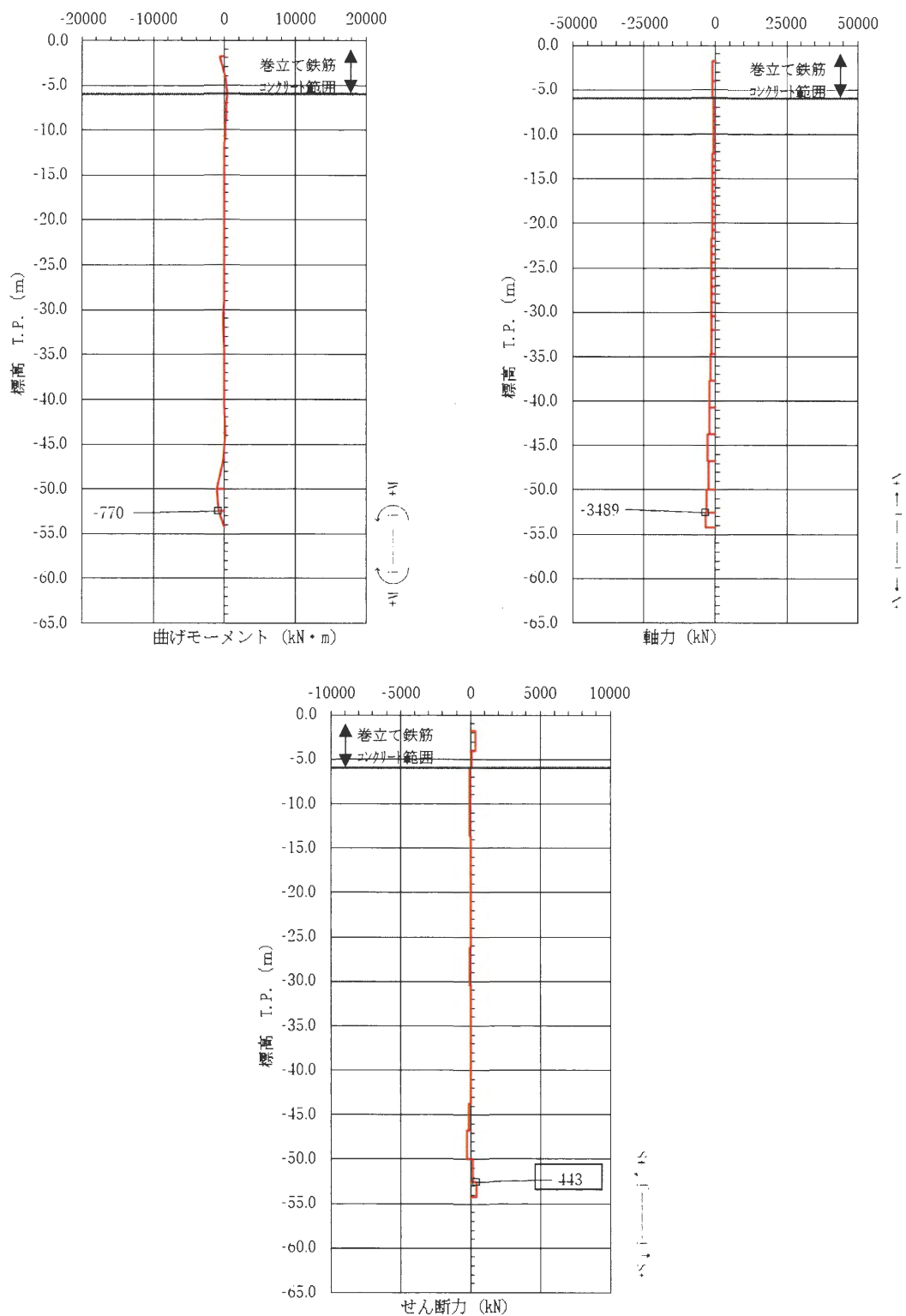
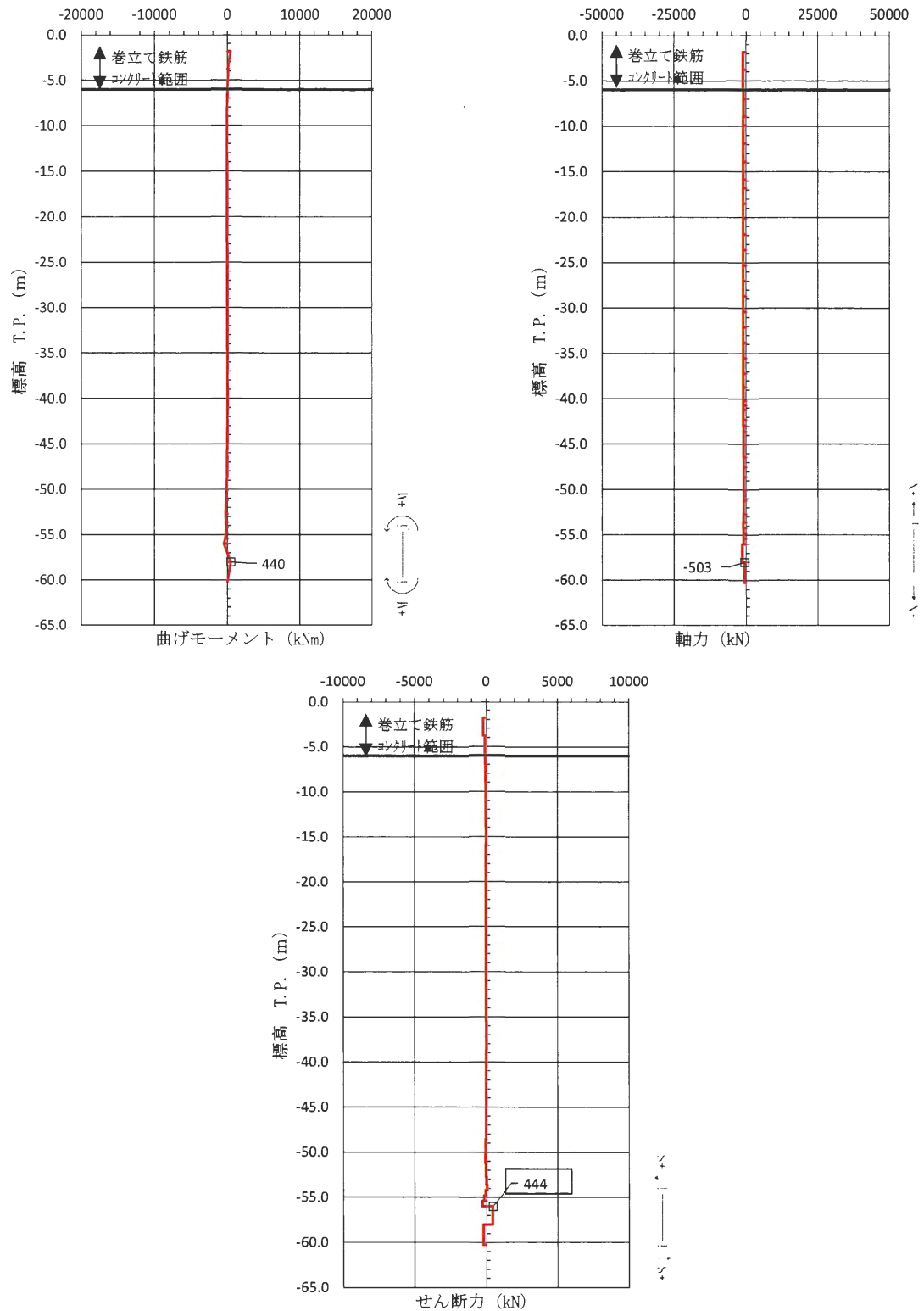


図 3.2-25 鋼管杭のせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 南基礎)

(S s - 3 1 [H+, V+] t = 8.82 s)

(地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



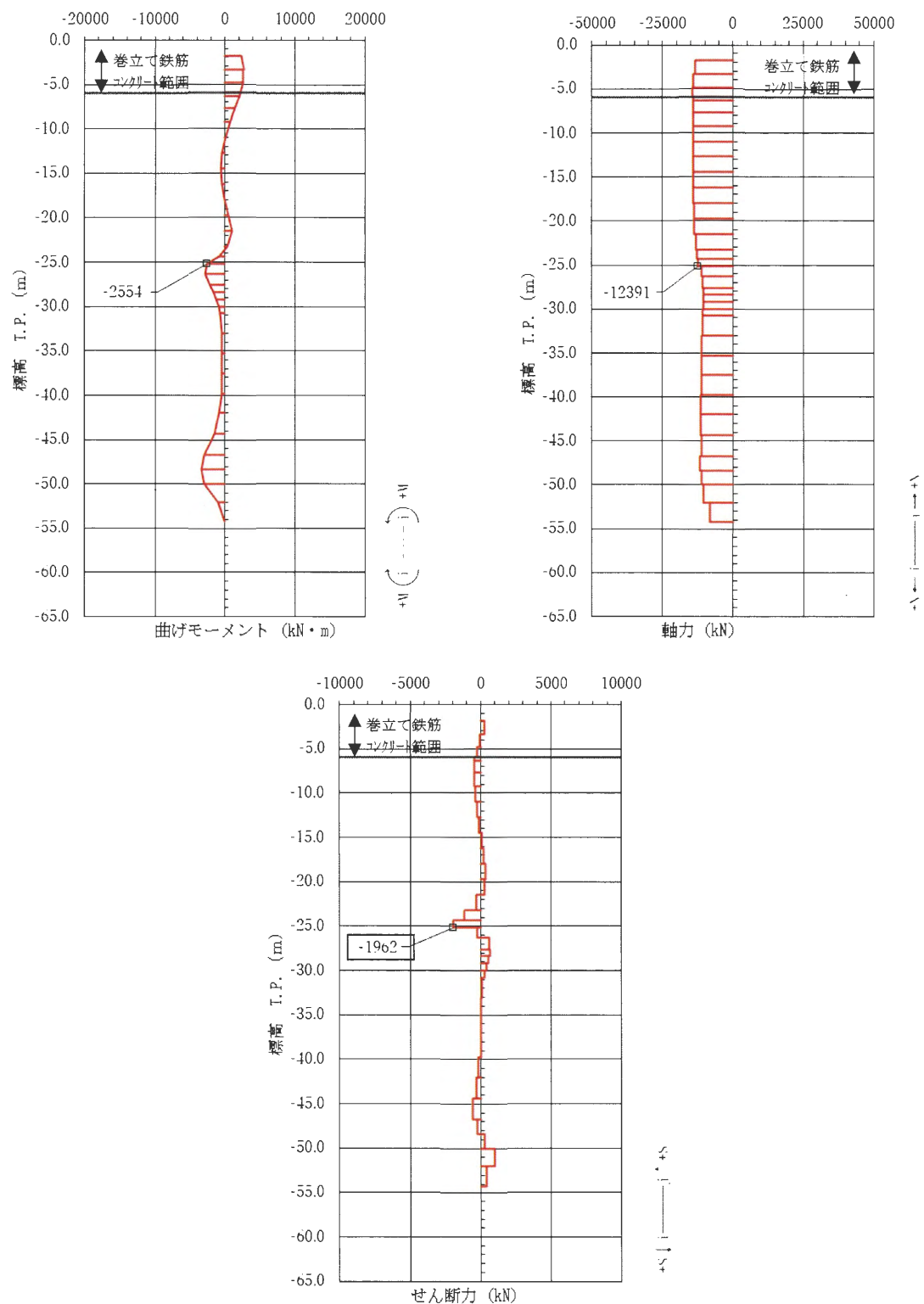
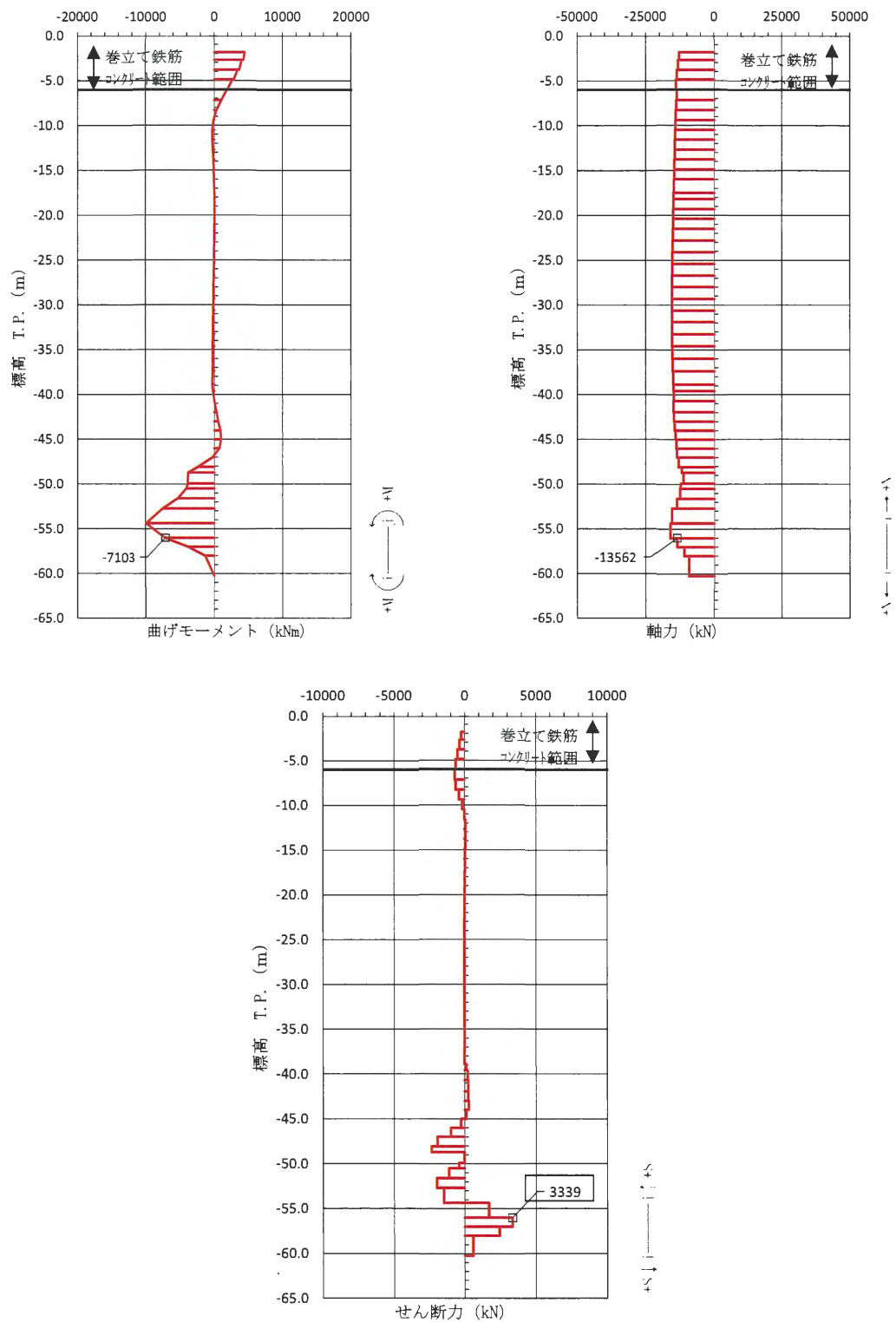


図 3.2-27 鋼管杭のせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎)

(S s - D 1 [H -, V -] $t = 68.74 \text{ s}$)

(地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



c. 巻立て鉄筋コンクリート

(a) 巻立て鉄筋コンクリート

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

巻立て鉄筋コンクリートは、2次元有効応力解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。曲げ軸力に対する評価は、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

巻立て鉄筋コンクリートの評価は、図 3.2-29 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。アルファベットは、Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリート、Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリート、Eが東側の巻立て鉄筋コンクリート及びWが西側の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。S及びNに付く数字は、南端の巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し、北端の巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また、端部及び中間は、部材幅が異なることから区別する。末尾の番号が1及び6を端部、2～5を中間とする。

評価位置及び杭記号位置を図 3.2-29 に、巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置を図 3.2-30 に示す。

表 3.2-25～表 3.2-32 に、2次元有効応力解析の検討ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力に対する照査値を示し、コンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力の照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-31～図 3.2-38 に示す。コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、北基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-3.1$ [H+, V+] (地盤ケース④, ②-②断面) の 0.12 である。鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-D.1$ [H-, V-] (地盤ケース④, ③-③断面) の 0.14 である。鋼管杭と同様、堤軸直交方向 (②-②断面, ③-③断面) の照査値が堤軸方向 (①-①断面) に比べると大き目ではあるが、0.12～0.14 である。中実鉄筋コンクリートの荷重負担が増大し、巻立て鉄筋コンクリートの負担が軽減されることで、工認設計モデルに比べると残置影響評価モデルの最大照査値は同等または小さくなる傾向にあり、杭頭部への応力集中は顕著ではないことが分かる。

巻立て鉄筋コンクリートに分担される発生応力度に対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

平面図

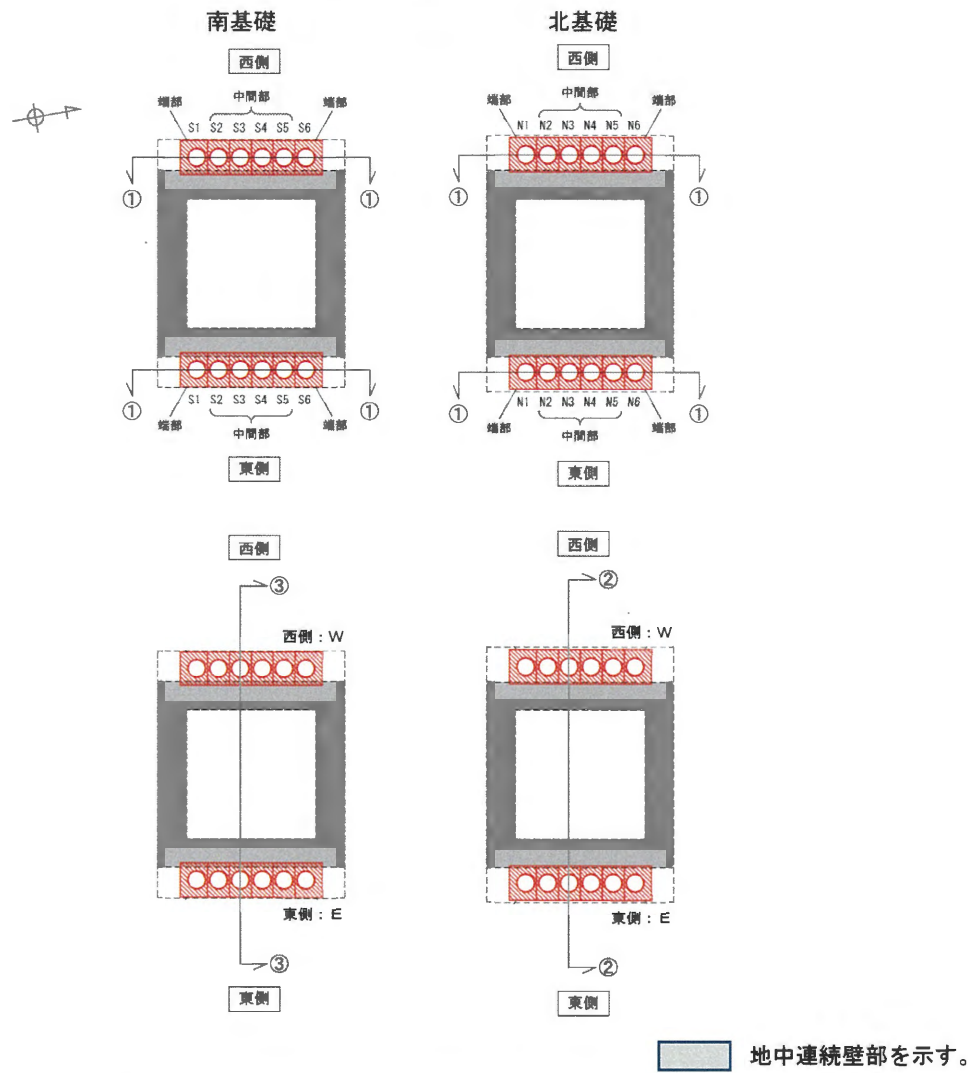


図 3.2-29 評価位置及び杭記号位置図 (巻立て鉄筋コンクリート)

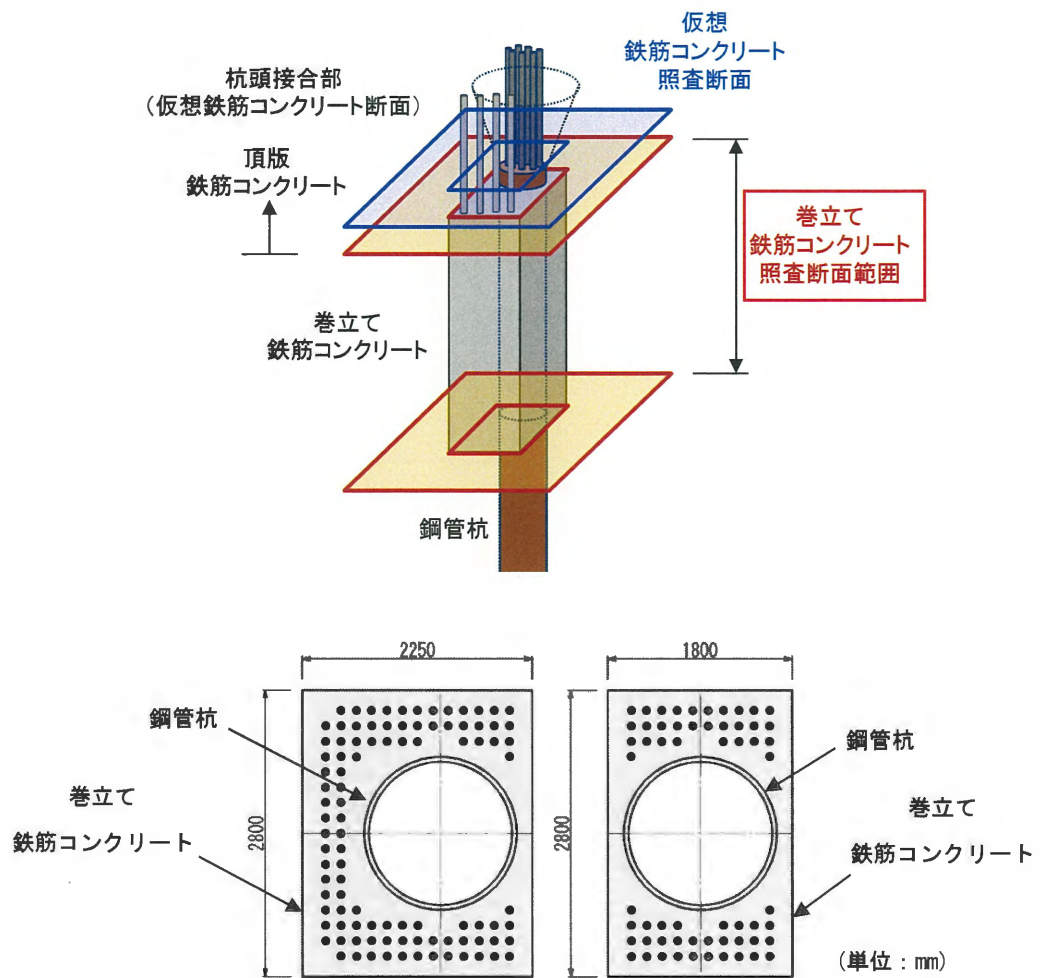


図 3.2-30 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置

表 3.2-25 ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	S 6	-532	-989	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D510150	S 5	369	-758	0.3	24	0.02
ケース②	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	S 6	-607	-957	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	D510150	S 5	319	-780	0.2	24	0.01
ケース③	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	S 6	647	-905	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	D510150	S 5	506	-727	0.3	24	0.02
ケース④	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	S 6	-719	-1023	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	D510150	S 5	351	-692	0.2	24	0.01
ケース⑤	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	S 6	-533	-984	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D510150	S 5	365	-750	0.2	24	0.01
ケース⑥	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	S 6	-609	-951	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	D510150	S 5	315	-769	0.2	24	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-29 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-26 ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	N 6	524	-989	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D510150	N 5	334	-785	0.2	24	0.01
ケース②	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	N 6	535	-1021	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D510150	N 5	332	-827	0.2	24	0.01
ケース③	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	N 6	511	-949	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D510150	N 5	327	-754	0.2	24	0.01
ケース④	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	N 6	524	-1036	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D510150	N 5	331	-800	0.2	24	0.01
ケース⑤	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	N 6	518	-1000	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D510150	N 5	329	-792	0.2	24	0.01
ケース⑥	$S_1-3.1$ (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D510150	N 6	525	-1021	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D510150	N 5	329	-817	0.2	24	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-29 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-27 ③-③断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51E150	5173	-10342	2.4	24	0.10
		西側	1800	2800	2300	D51E150	-4598	-9008	2.1	24	0.09
ケース②	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51E150	4875	-10280	2.4	24	0.10
		西側	1800	2800	2300	D51E150	-4353	-9037	2.1	24	0.09
ケース③	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51E150	5542	-10678	2.6	24	0.11
		西側	1800	2800	2300	D51E150	-4619	-9475	2.2	24	0.10
ケース④	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51E150	4963	-11665	2.5	24	0.11
		西側	1800	2800	2300	D51E150	-4731	-8950	2.2	24	0.10
ケース⑤	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51E150	4123	-12194	2.4	24	0.10
		西側	1800	2800	2300	D51E150	-3440	-10269	2.0	24	0.09
ケース⑥	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51E150	4665	-9752	2.2	24	0.10
		西側	1800	2800	2300	D51E150	-3244	-10381	2	24	0.09

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-29 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-28 ②-②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51E150	4783	-12902	2.7	24	0.12
		西側	1800	2800	2375	D51E150	-2876	-5185	1.3	24	0.06
ケース②	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51E150	4639	-12611	2.6	24	0.11
		西側	1800	2800	2375	D51E150	-2609	-4404	1.1	24	0.05
ケース③	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51E150	4904	-12863	2.7	24	0.12
		西側	1800	2800	2375	D51E150	-2722	-4860	1.2	24	0.05
ケース④	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51E150	5283	-12679	2.7	24	0.12
		西側	1800	2800	2375	D51E150	-2789	-5044	1.3	24	0.06
ケース⑤	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51E150	4707	-12883	2.6	24	0.11
		西側	1800	2800	2375	D51E150	-2876	-5191	1.3	24	0.06
ケース⑥	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51E150	4525	-12716	2.6	24	0.11
		西側	1800	2800	2375	D51E150	-2612	-4411	1.1	24	0.05

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-29 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-29 ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	S 6	587	-550	2	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	S 5	375	-728	1	600	0.01
ケース②	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	S 6	-607	-957	1	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	S 5	319	-780	0	600	0.00
ケース③	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	S 6	762	-495	3	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	S 5	510	-679	2	600	0.01
ケース④	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	S 6	593	-488	2	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	S 5	351	-681	1	600	0.01
ケース⑤	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	S 6	585	-541	2	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	S 5	371	-720	1	600	0.01
ケース⑥	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	S 6	-609	-951	1	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	S 5	315	-769	0	600	0.00

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-29 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-30 ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	N 6	524	-989	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	N 5	334	-785	0	600	0.00
ケース②	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	N 6	535	-1021	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	N 2	103	-353	0	600	0.00
ケース③	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	N 6	511	-949	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	N 5	327	-754	0	600	0.00
ケース④	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	N 6	524	-1036	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	N 5	331	-800	0	600	0.00
ケース⑤	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	N 6	518	-1000	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	N 5	329	-792	0	600	0.00
ケース⑥	S_1-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	D51 Φ 150	N 6	525	-1021	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	D51 Φ 150	N 2	103	-359	0	600	0.00

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-29 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-31 ③-③断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₄ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51φ150	-4007	5929	41	600	0.07
		西側	1800	2800	2300	D51φ150	6730	10312	71	600	0.12
ケース②	S ₄ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51φ150	-4018	5769	41	600	0.07
		西側	1800	2800	2300	D51φ150	7078	8971	68	600	0.12
ケース③	S ₄ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51φ150	-4182	6411	44	600	0.08
		西側	1800	2800	2300	D51φ150	7415	10210	74	600	0.13
ケース④	S ₄ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51φ150	-4604	6825	48	600	0.08
		西側	1800	2800	2300	D51φ150	8216	11489	83	600	0.14
ケース⑤	S ₄ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51φ150	-4587	6858	48	600	0.08
		西側	1800	2800	2300	D51φ150	5067	11401	64	600	0.11
ケース⑥	S ₄ -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	D51φ150	-4655	6858	48	600	0.08
		西側	1800	2800	2300	D51φ150	5219	10784	63	600	0.11

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm

評価位置及び杭記号位置は図 3.2-29 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-32 ②-②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51φ150	-2042	2979	21	600	0.04
		西側	1800	2800	2375	D51φ150	5264	5337	46	600	0.08
ケース②	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51φ150	-1917	2788	19	600	0.04
		西側	1800	2800	2375	D51φ150	5009	4229	40	600	0.07
ケース③	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51φ150	-2135	3158	22	600	0.04
		西側	1800	2800	2375	D51φ150	5161	4748	43	600	0.08
ケース④	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51φ150	-2139	3130	22	600	0.04
		西側	1800	2800	2375	D51φ150	5463	5414	47	600	0.08
ケース⑤	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51φ150	-2039	2974	21	600	0.04
		西側	1800	2800	2375	D51φ150	4950	4949	43	600	0.08
ケース⑥	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	D51φ150	-1908	2802	19	600	0.04
		西側	1800	2800	2375	D51φ150	4634	3793	37	600	0.07

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm

評価位置及び杭記号位置は図 3.2-29 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

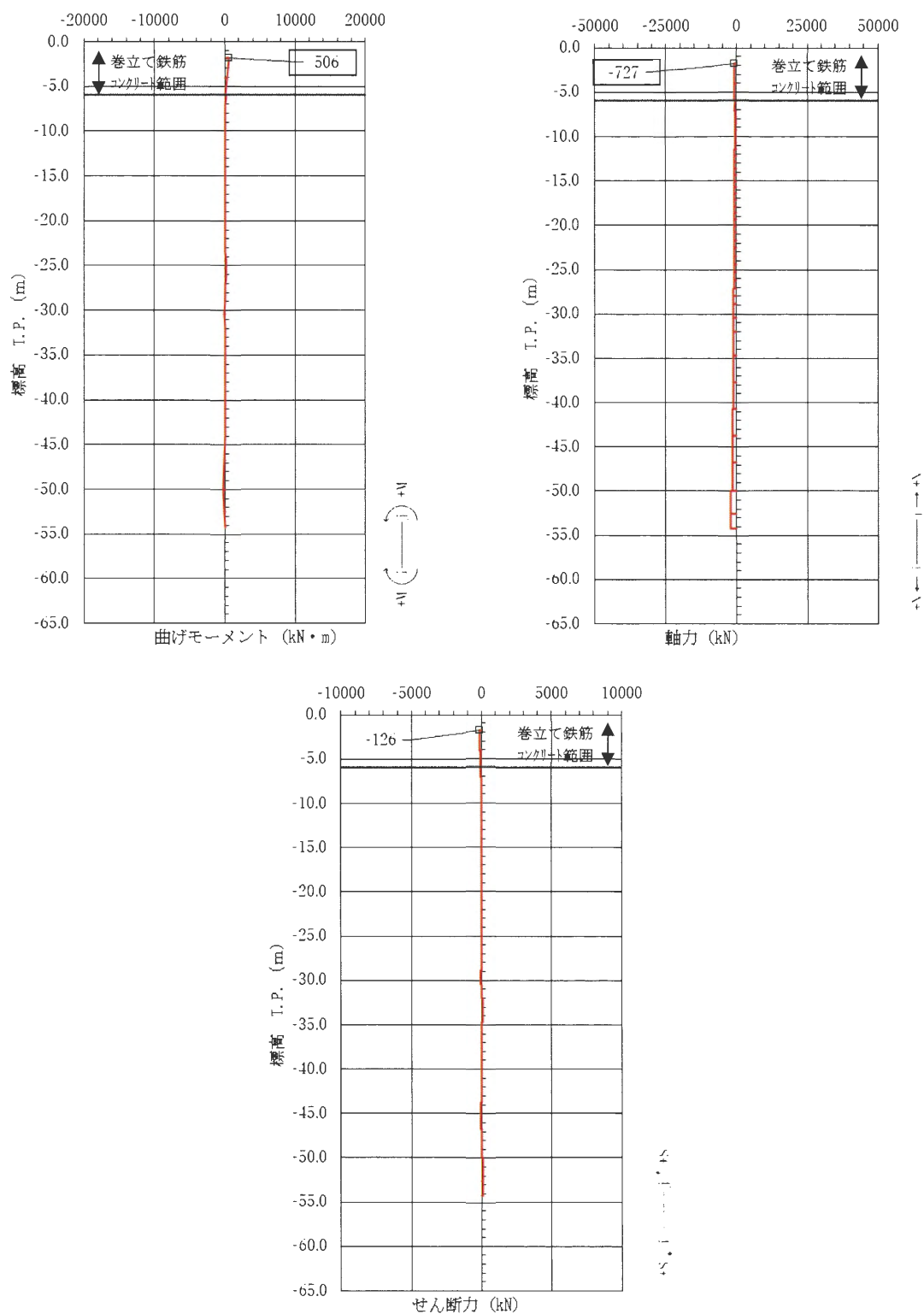


図 3.2-31 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 南基礎 中間部)
 $(S_s - 3.1 \text{ [H+, V+]} \text{ } t = 9.10 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

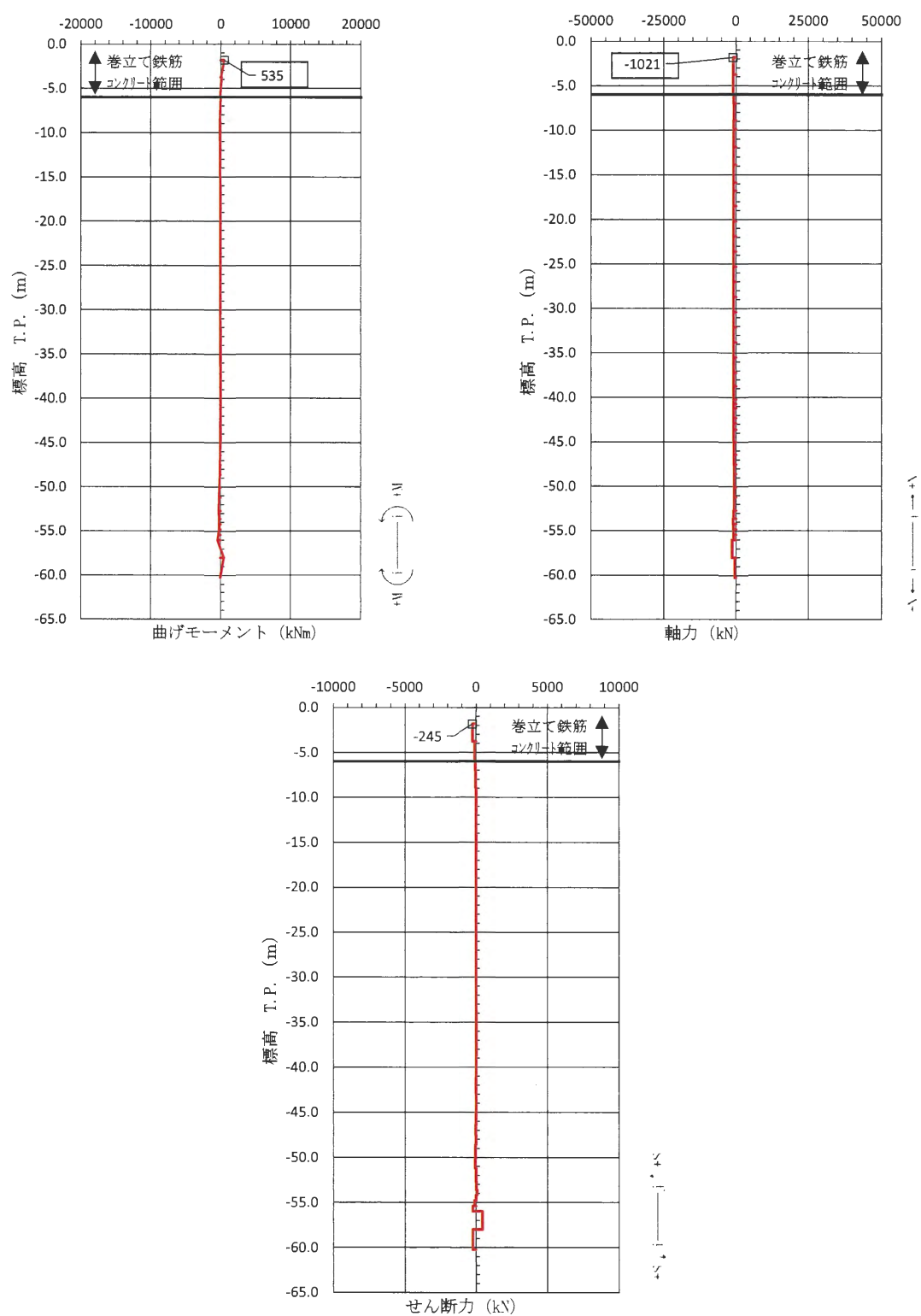


図 3.2-32 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 北基礎 端部)
 (S_s-3 1 [H+, V+] t=9.60 s)
 (地盤ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

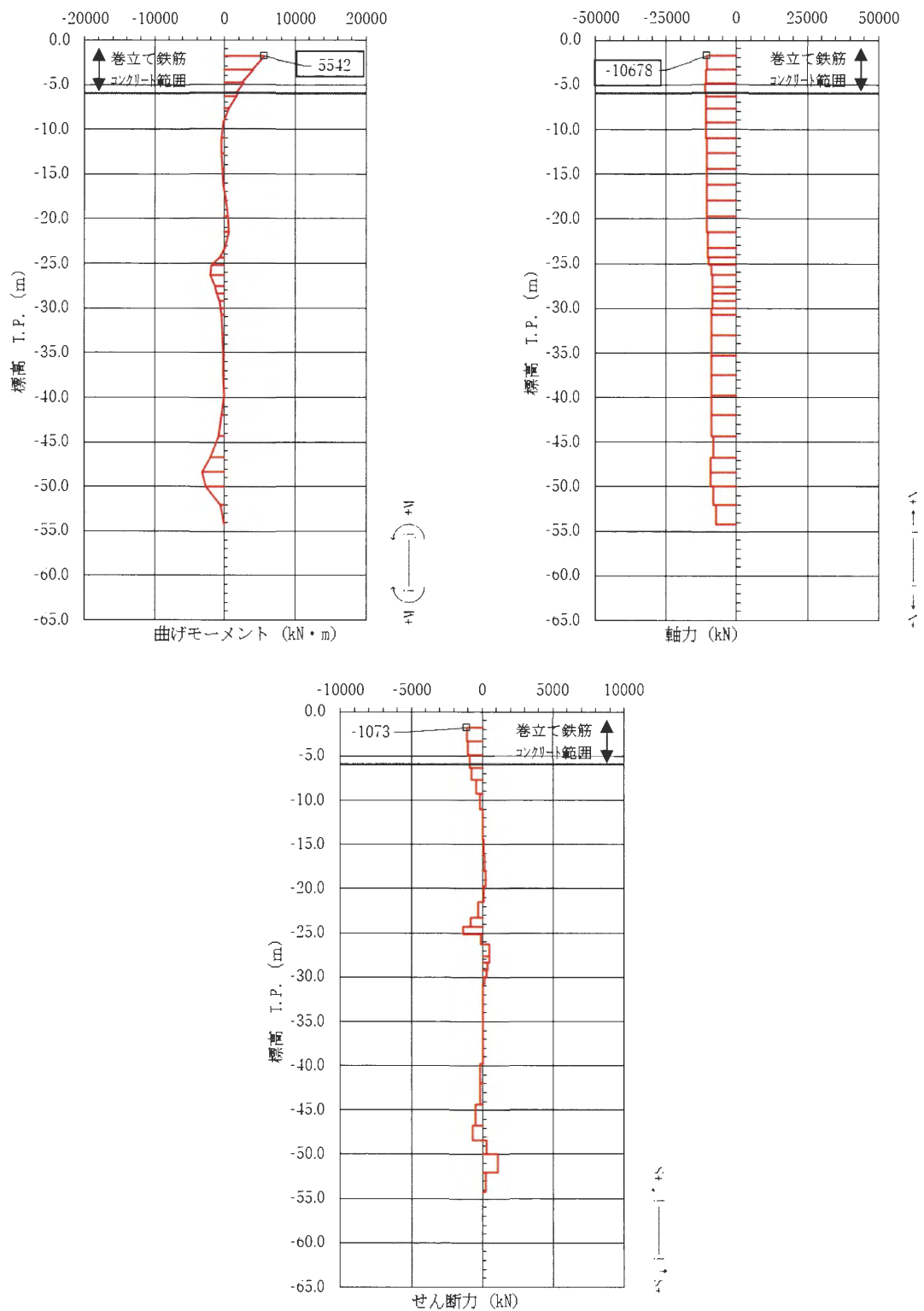


図 3.2-33 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 東側)
 $(S_s - D1 [H-, V-] t = 60.51 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

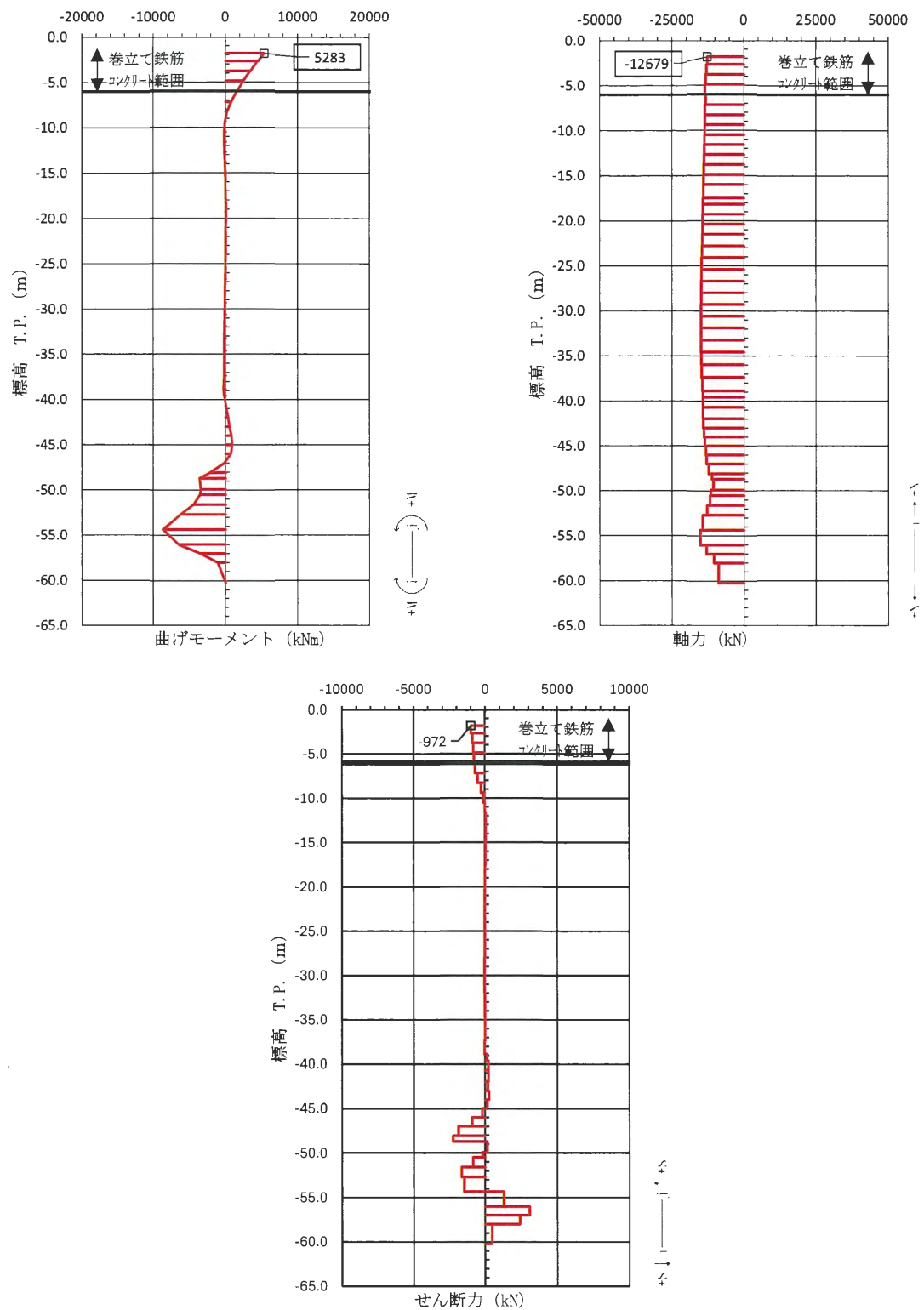


図 3.2-34 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 東側)

($S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 8.85$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

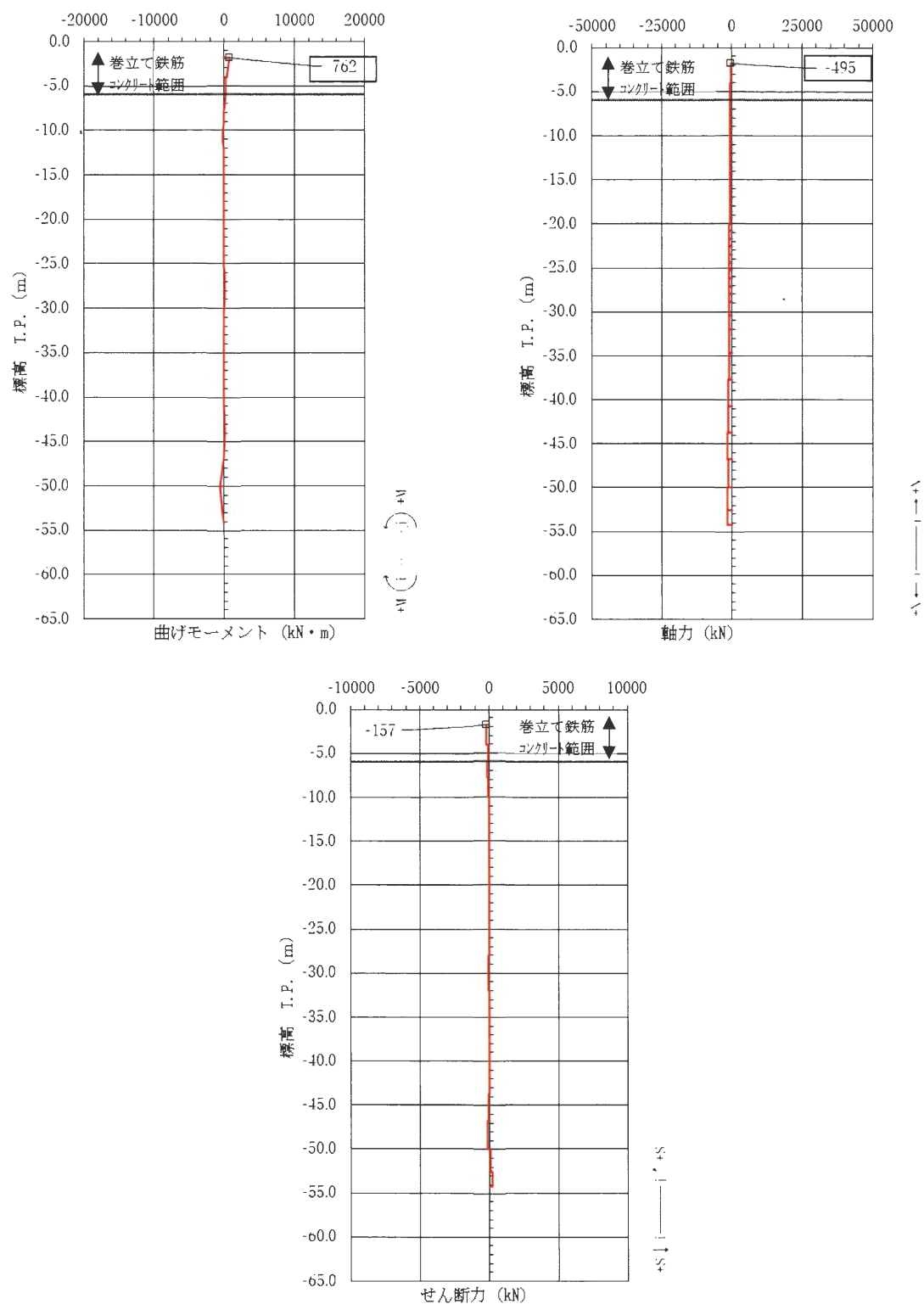


図 3.2-35 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 南基礎 端部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 9.13 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

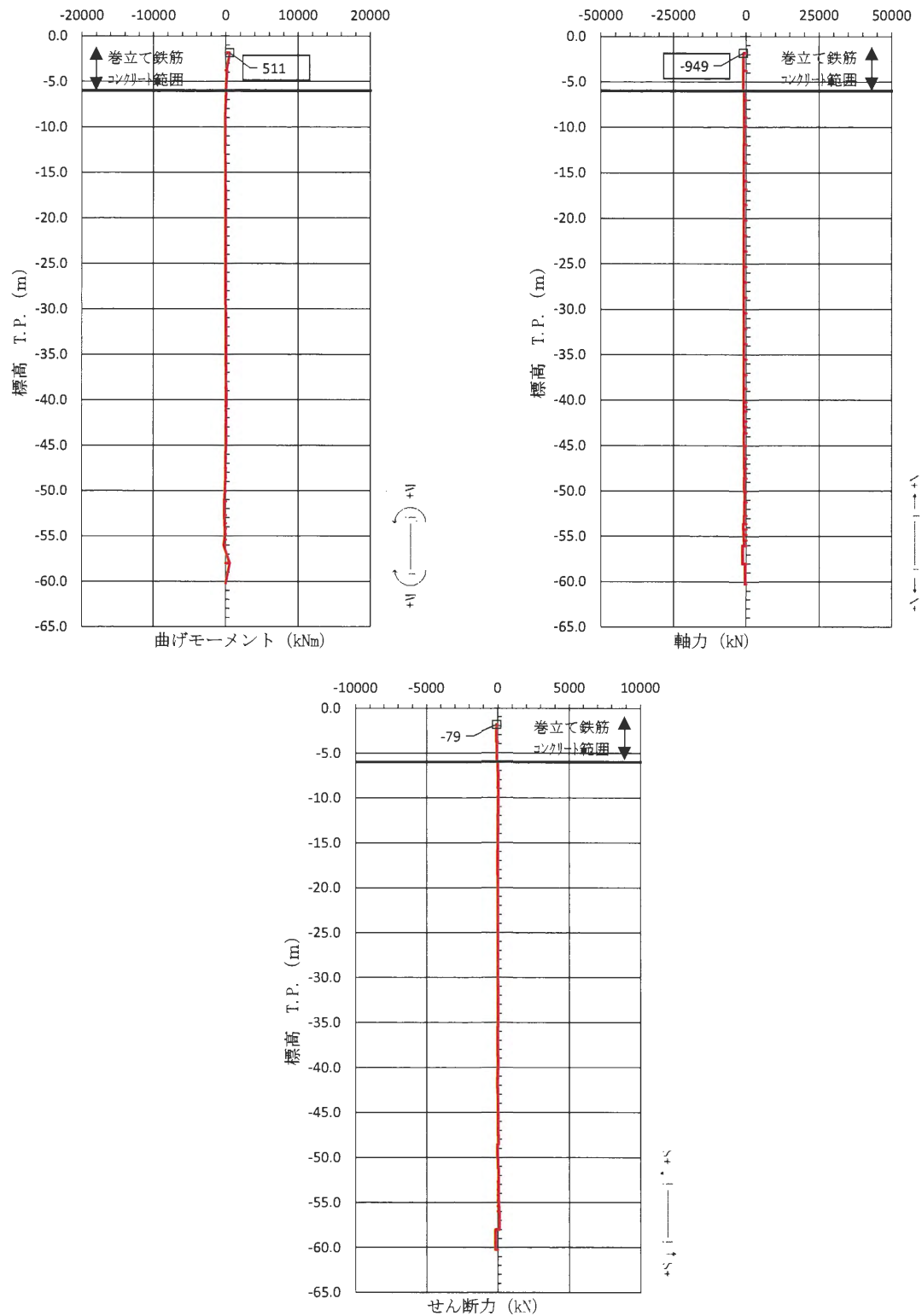
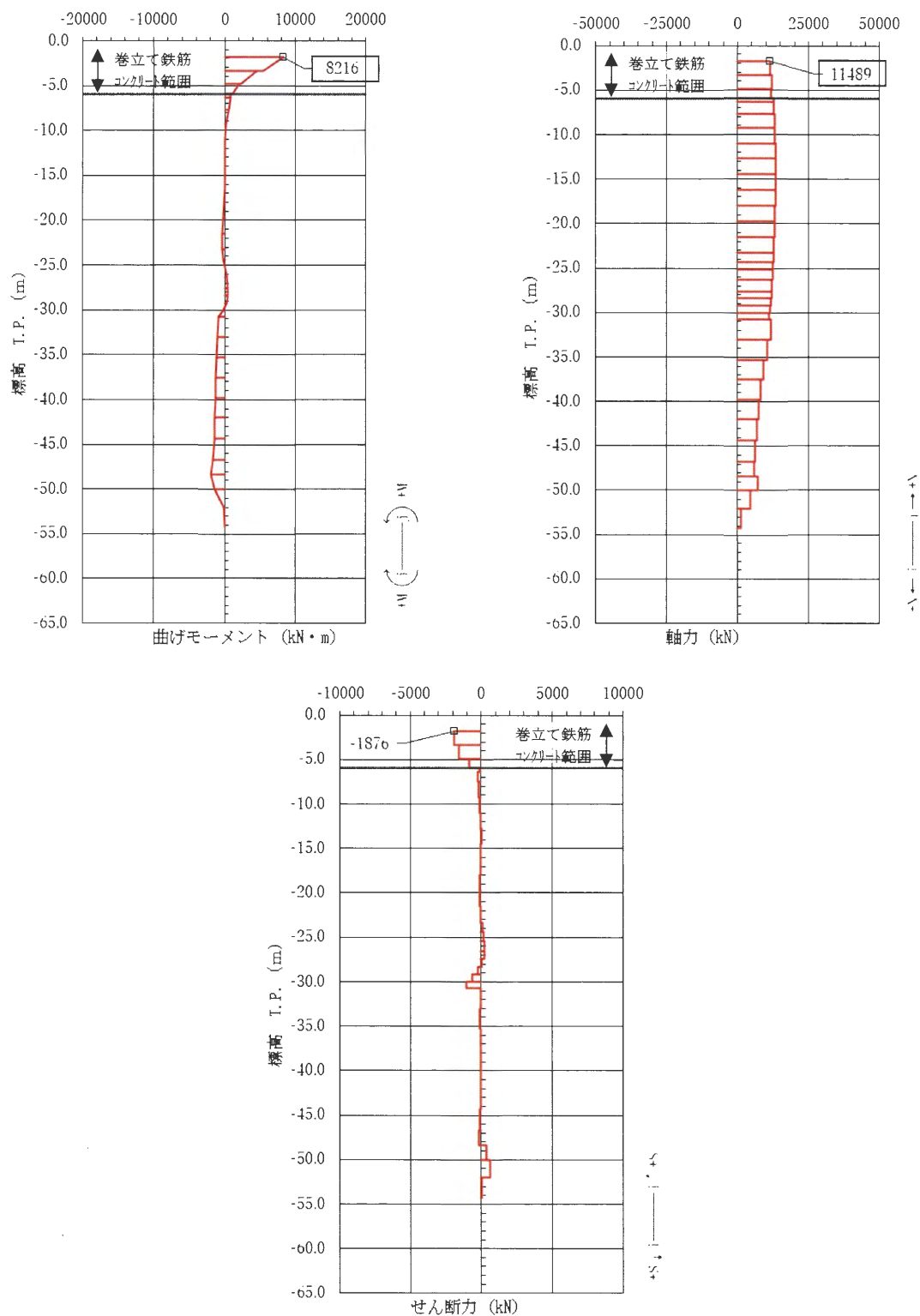


図 3.2-36 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 北基礎 端部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 9.63 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



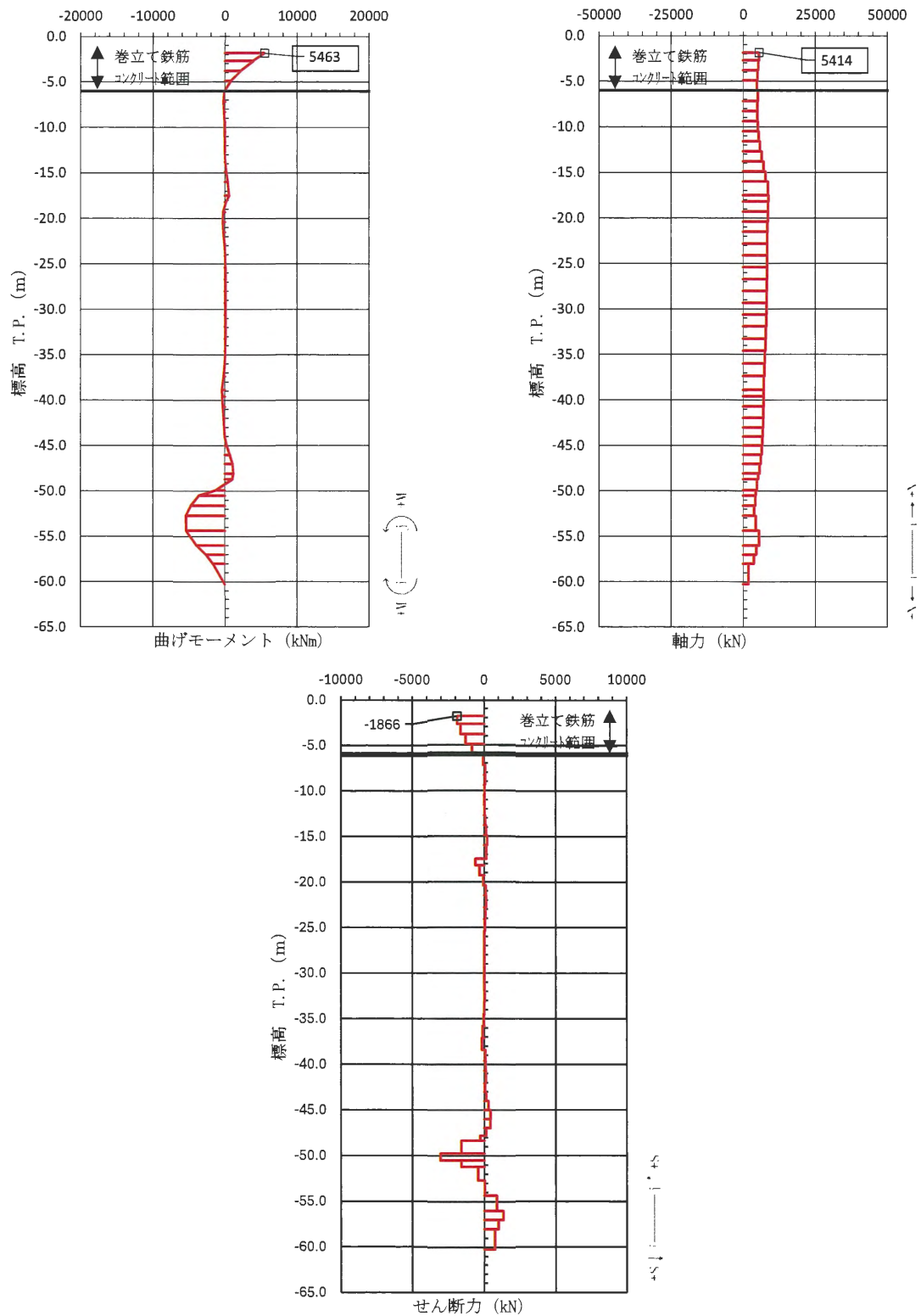


図 3.2-38 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 西側)

($S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 8.94$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

ロ. せん断力に対する評価結果

巻立て鉄筋コンクリートは、2次元有効応力解析によって得られるせん断力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。せん断力に対する評価では、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生せん断力を算出し、鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。

巻立て鉄筋コンクリートの評価は、図 3.2-39 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。アルファベットは、Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリート、Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリート、Eが東側の巻立て鉄筋コンクリート及びWが西側の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。S及びNに付く数字は、南端の巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し、北端の巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また、端部及び中間は、部材幅が異なることから区別する。末尾の番号が1及び6を端部、2～5を中間とする。

評価位置及び杭記号位置を図 3.2-39 に、せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 3.2-40 に示す。

表 3.2-33～表 3.2-36 に、2次元有効応力解析の検討ケース及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を示し、鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-41～図 3.2-44 に示す。せん断に対する最大照査値は、北基礎において入力地震動 S_{s-31} [H+, V+] (地盤ケース④, ②-②断面) の0.31である。堤軸直交方向 (②-②断面, ③-③断面) の照査値がやや大き目で、杭頭部へのせん断力の集中が見られる。地震動による地盤変形が杭頭部のせん断変形に反映されていることが分かるが、工認設計モデルの照査値と比較して同程度以下の照査値となっており、曲げ軸力に対する評価と同様に巻立て鉄筋コンクリートの負担が軽減されている。

巻立て鉄筋コンクリートに分担される発生せん断力に対して許容応力度法による照査を行った結果、巻立て鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

平面図

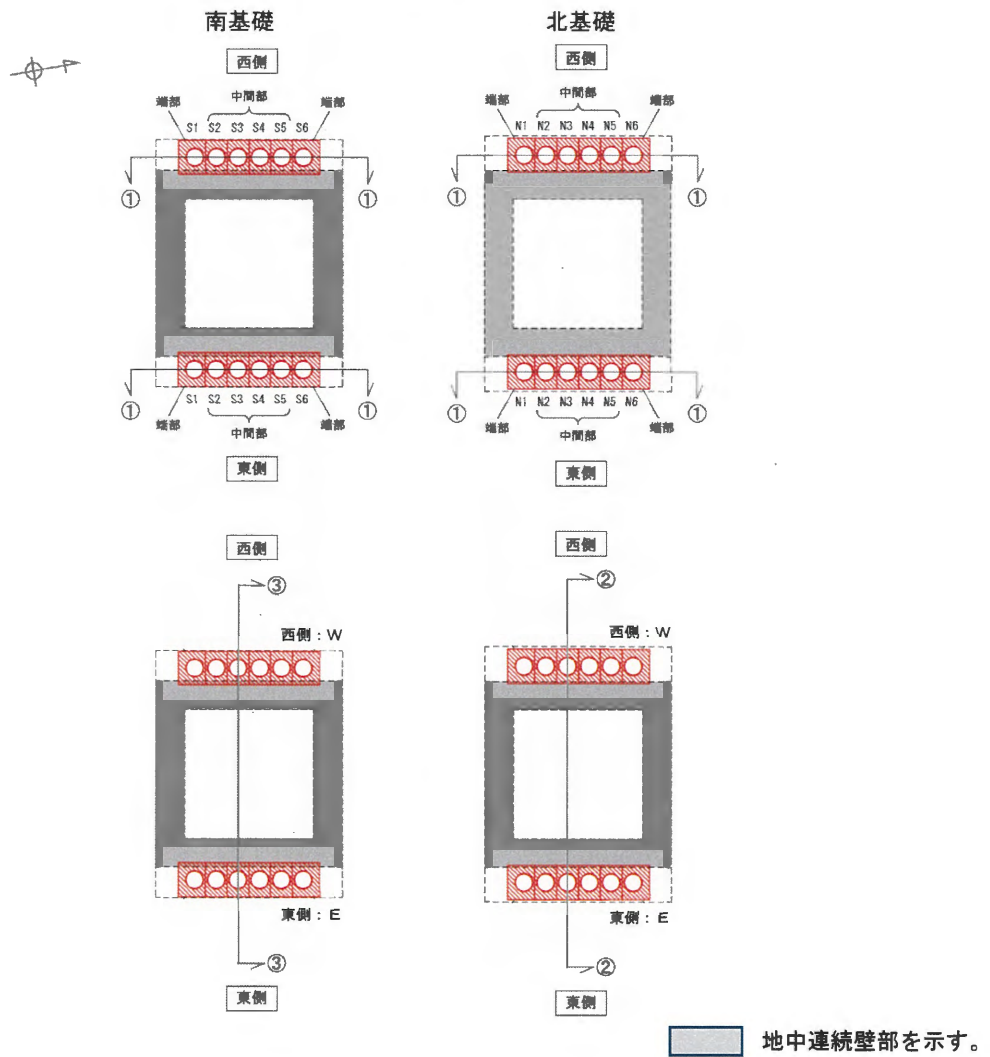


図 3.2-39 評価位置及び杭記号位置図（巻立て鉄筋コンクリート）
（図 3.2-29 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

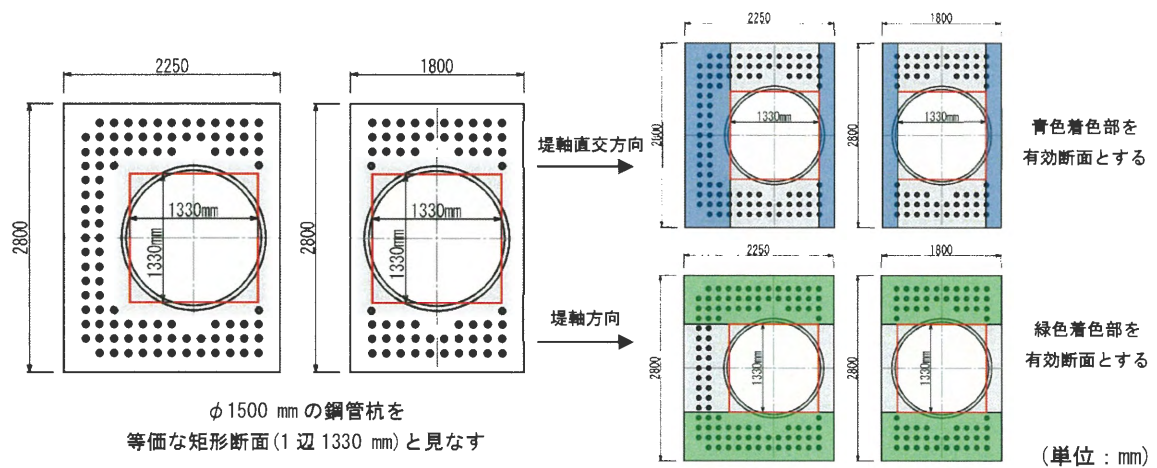


図 3.2-40 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方

表 3.2-33 ①-①断面のせん断に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	杭 記号	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
ケース①	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	S 6	191	6324	0.04
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	S 5	45	4300	0.02
ケース②	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	S 6	198	6324	0.04
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	S 5	42	4300	0.01
ケース③	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	S 6	195	6324	0.04
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	S 5	53	4300	0.02
ケース④	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	S 6	223	6324	0.04
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	S 5	47	4300	0.02
ケース⑤	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	S 6	190	6324	0.04
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	S 5	44	4300	0.02
ケース⑥	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	S 6	198	6324	0.04
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	S 5	42	4300	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

鉄筋仕様の表記：1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm

評価位置及び杭記号位置は図 3.2-39 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-34 ①-①断面のせん断に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	杭 記号	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
ケース①	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	N 6	149	6324	0.03
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	N 5	65	4300	0.02
ケース②	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	N 6	156	6324	0.03
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	N 5	67	4300	0.02
ケース③	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	N 6	140	6324	0.03
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	N 5	63	4300	0.02
ケース④	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	N 6	152	6324	0.03
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	N 5	67	4300	0.02
ケース⑤	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	N 6	150	6324	0.03
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	N 5	65	4300	0.02
ケース⑥	S _g -31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	4-D32@300	N 6	155	6324	0.03
		中間部	2800	1800	1275	4-D32@300	N 5	67	4300	0.02

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

鉄筋仕様の表記：1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm

評価位置及び杭記号位置は図 3.2-39 に示す。

ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-35 ③-③断面のせん断に対する検討ケースと照査値（南基礎）

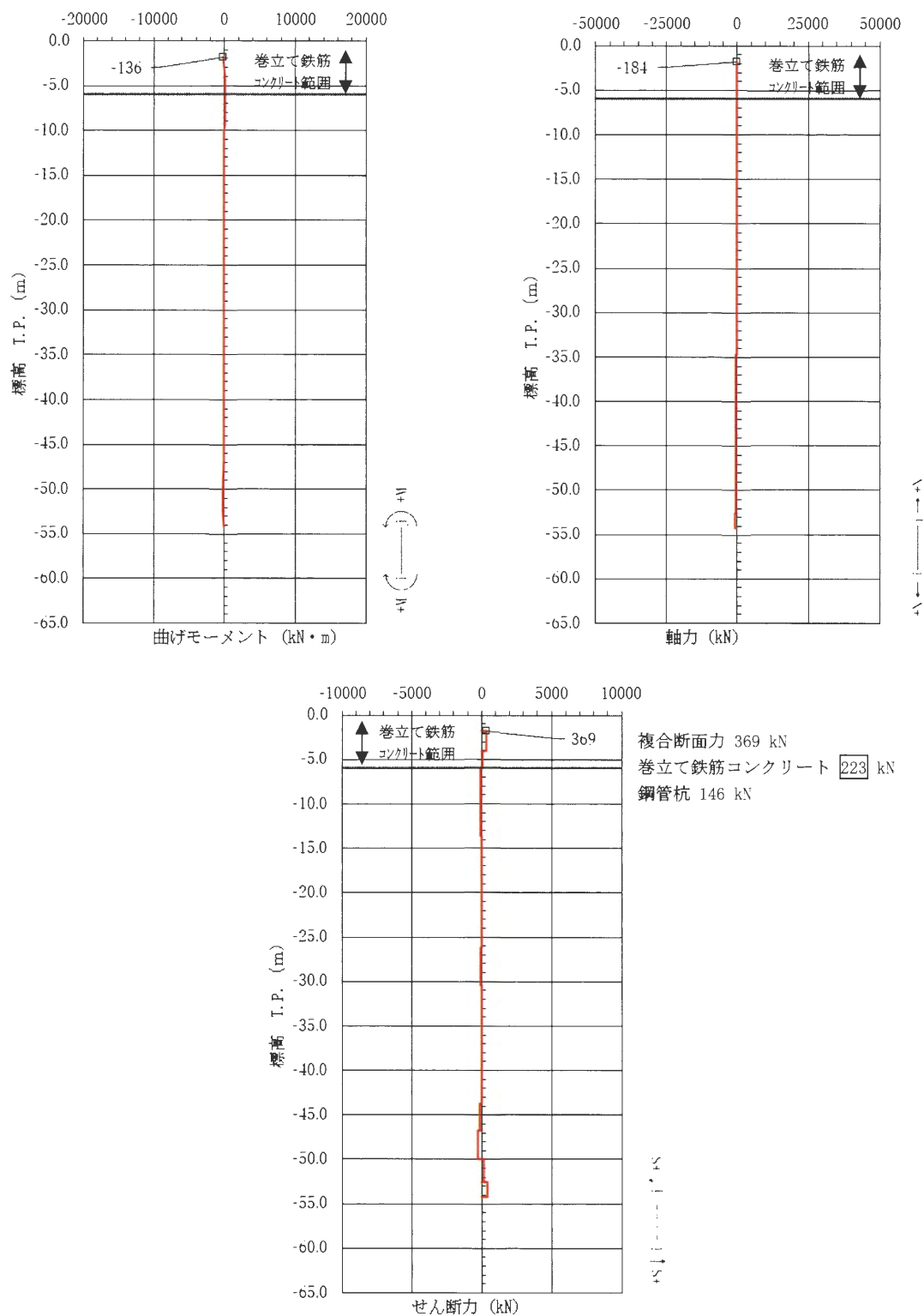
地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
ケース①	S _g -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	2-D32E300	624	3652	0.18
		西側	1800	2800	2300	2-D32E300	875	3652	0.24
ケース②	S _g -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	2-D32E300	637	3652	0.18
		西側	1800	2800	2300	2-D32E300	908	3652	0.25
ケース③	S _g -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	2-D32E300	655	3652	0.18
		西側	1800	2800	2300	2-D32E300	860	3652	0.24
ケース④	S _g -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	2-D32E300	717	3652	0.20
		西側	1800	2800	2300	2-D32E300	971	3652	0.27
ケース⑤	S _g -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	2-D32E300	718	3652	0.20
		西側	1800	2800	2300	2-D32E300	861	3652	0.24
ケース⑥	S _g -D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	2-D32E300	718	3652	0.20
		西側	1800	2800	2300	2-D32E300	881	3652	0.25

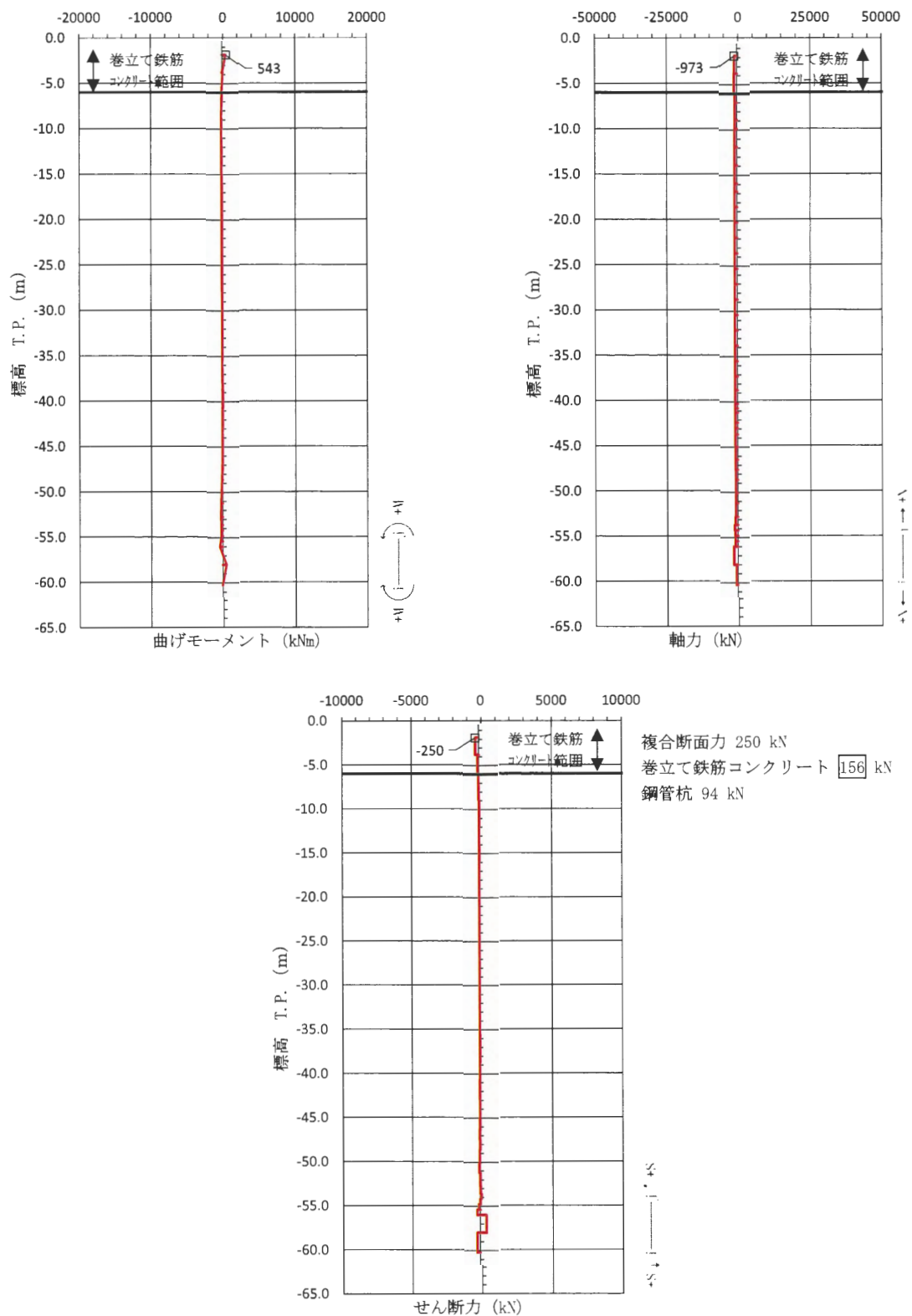
注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 鉄筋仕様の表記：1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-39 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-36 ②-②断面のせん断に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
ケース①	S _g -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	2-D32E300	674	3771	0.18
		西側	1800	2800	2375	2-D32E300	1083	3771	0.29
ケース②	S _g -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	2-D32E300	662	3771	0.18
		西側	1800	2800	2375	2-D32E300	917	3771	0.25
ケース③	S _g -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	2-D32E300	738	3771	0.20
		西側	1800	2800	2375	2-D32E300	1024	3771	0.28
ケース④	S _g -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	2-D32E300	837	3771	0.23
		西側	1800	2800	2375	2-D32E300	1140	3771	0.31
ケース⑤	S _g -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	2-D32E300	681	3771	0.19
		西側	1800	2800	2375	2-D32E300	1025	3771	0.28
ケース⑥	S _g -31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	2-D32E300	662	3771	0.18
		西側	1800	2800	2375	2-D32E300	917	3771	0.25

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 鉄筋仕様の表記：1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-39 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。





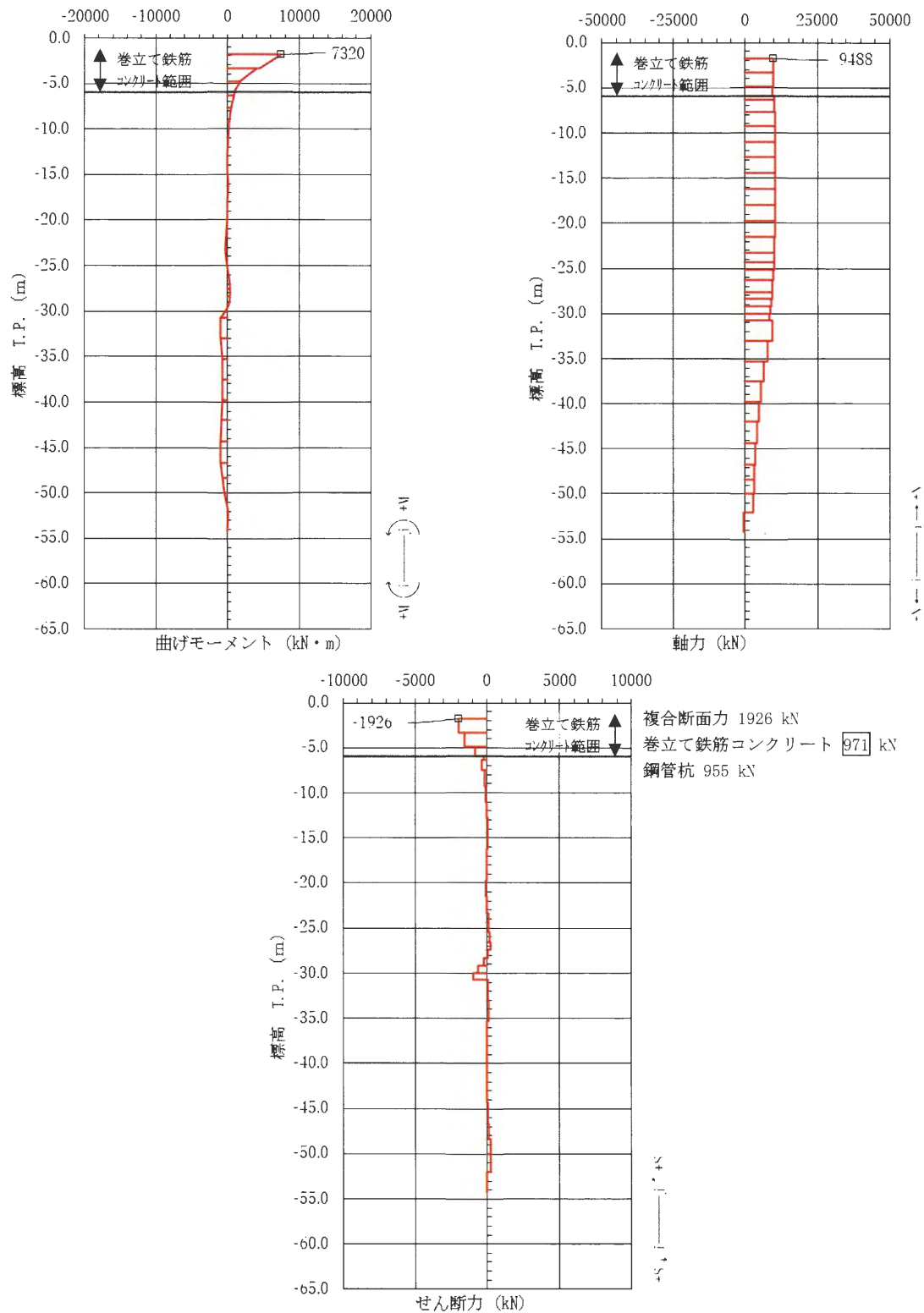
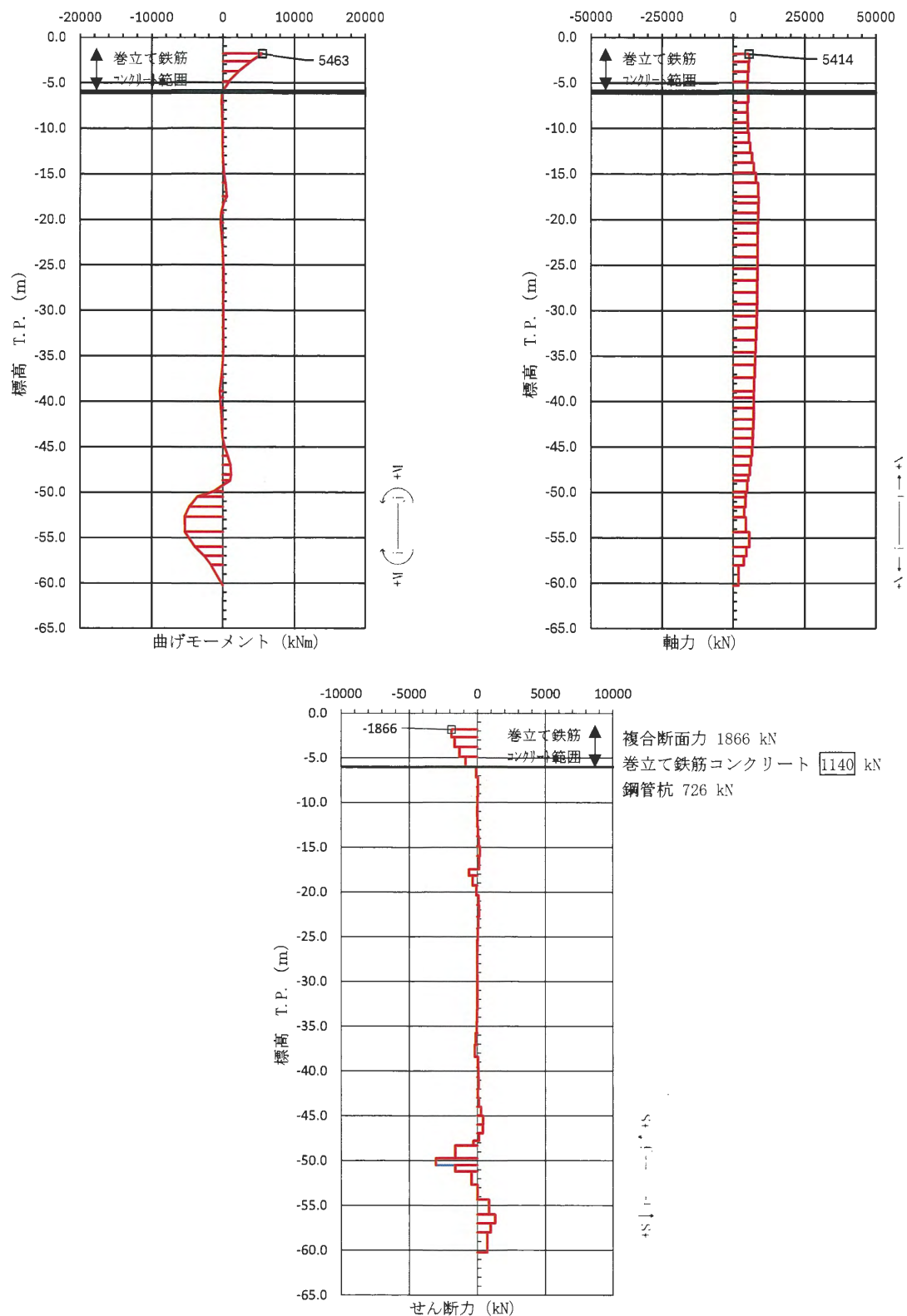


図 3.2-43 鉄筋コンクリートのせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 西側)

(S s - D 1 [H -, V -] t = 23.10 s)

(地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



(b) 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭は、2次元有効応力解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭における曲げ軸力に対する評価は、鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮した発生応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の評価は、図 3.2-45 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。アルファベットは、Nが北基礎の鋼管杭、Sが南基礎の鋼管杭、Eが東側の鋼管杭及びWが西側の鋼管杭であることを示す。S及びNに付く数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の巻立て鋼管杭を6とする。また、端部及び中間は、部材幅が異なることから区別する。末尾の番号が1及び6を端部、2～5を中間とする。

評価位置及び杭記号位置を図 3.2-45 に、巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置を図 3.2-46 に示す。

表 3.2-37～表 3.2-44 に、2次元有効応力解析の検討ケース及び巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査値を示し、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-47～図 3.2-54 に示す。曲げ軸力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動S₀-D1〔H-、V-〕（地盤ケース④、③-③断面）の0.15である。巻立て鉄筋コンクリートとの複合断面による照査であり、照査値は巻立て鉄筋コンクリートと同程度である。中実鉄筋コンクリートの荷重負担が増大したことで巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の負担が軽減され、工認設計モデルと比較しても同程度以下の照査値となっている。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生応力度に対して許容応力度法による照査を行った結果、鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

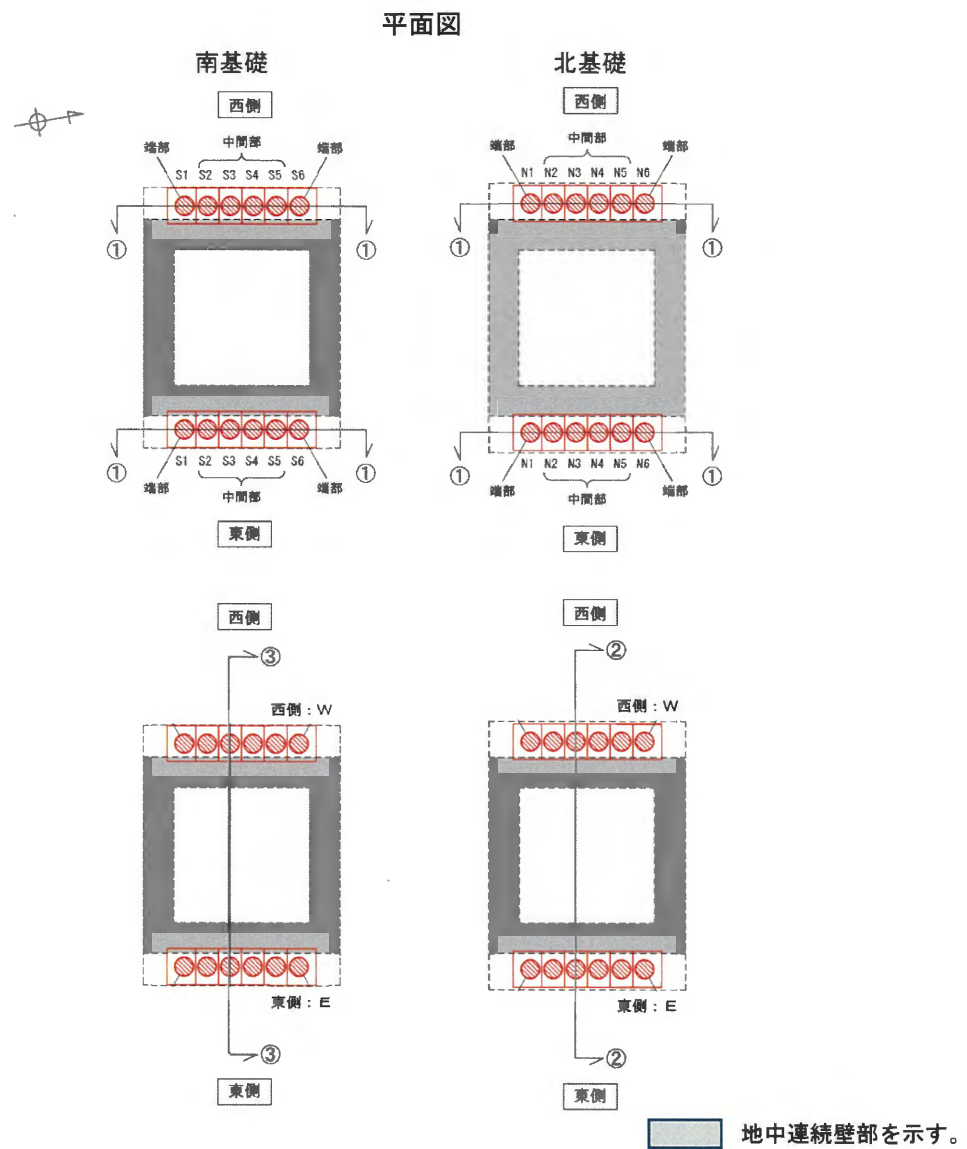


図 3.2-45 評価位置及び杭記号位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）

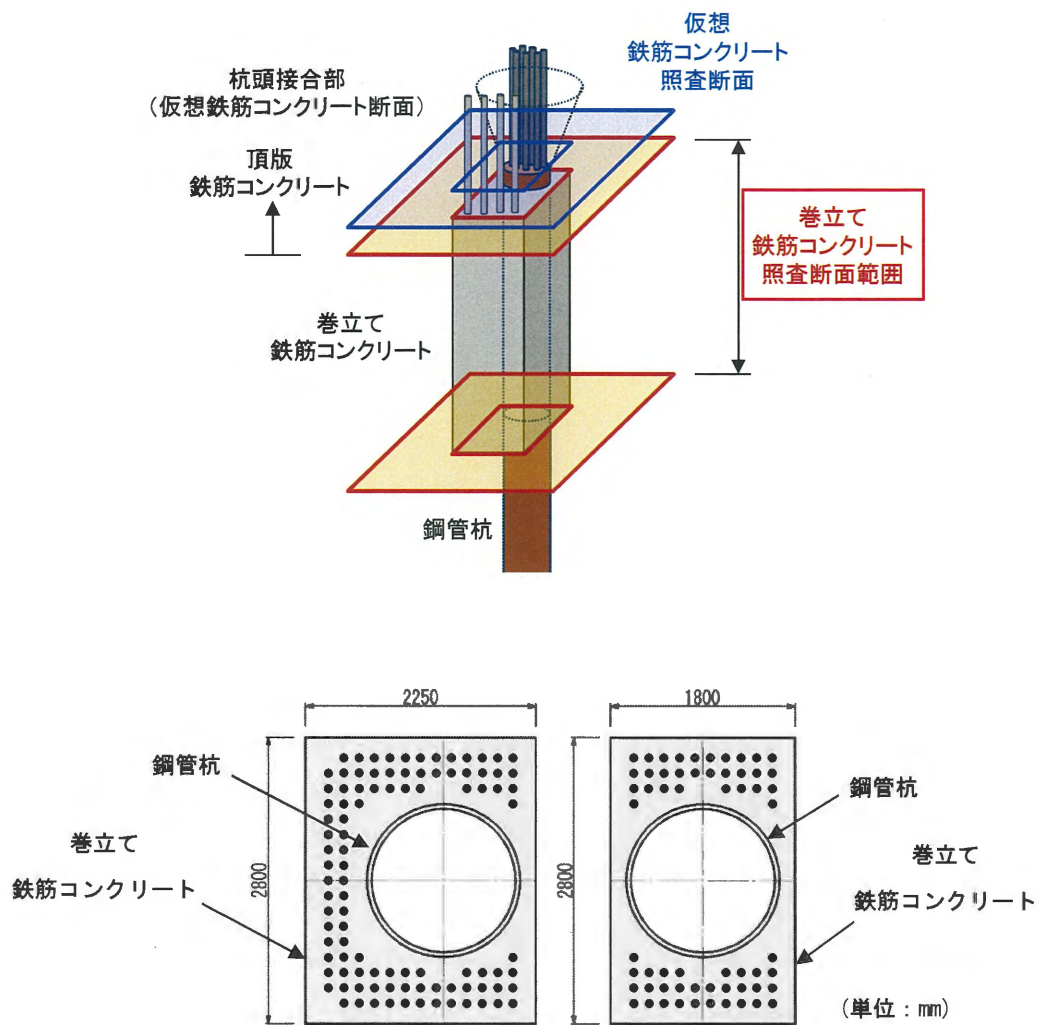


図 3.2-46 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置
(図 3.2-30 の再掲)

表 3.2-37 ①-①断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力（圧縮）
に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状			杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		評価位置	有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	-532	-989	3	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	369	-758	3	442.5	0.01
ケース②	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	-607	-957	3	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	319	-780	3	442.5	0.01
ケース③	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	647	-905	2	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	506	-727	4	442.5	0.01
ケース④	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	-719	-1023	4	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	351	-692	3	442.5	0.01
ケース⑤	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	-533	-984	3	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	365	-750	3	442.5	0.01
ケース⑥	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	-609	-951	3	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	315	-769	3	442.5	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-45 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-38 ①-①断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力（引張）
に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状			杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{ss}
		評価位置	有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	587	-550	2	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	375	-728	1	442.5	0.01
ケース②	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 1	-166	-586	0	442.5	0.00
		中間部	1500	50	S 5	319	-780	0	442.5	0.00
ケース③	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	762	-495	3	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	510	-679	2	442.5	0.01
ケース④	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	593	-488	2	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	351	-681	1	442.5	0.01
ケース⑤	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	585	-541	2	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	371	-720	1	442.5	0.01
ケース⑥	S ₁ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	-609	-951	1	442.5	0.01
		中間部	1500	50	S 5	315	-769	0	442.5	0.00

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-45 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-39 ①-①断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力（圧縮）
に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}
		評価位置	有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	524	-989	2	442.5
		中間部	1500	50	N 5	334	-785	3	442.5
ケース②	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	535	-1021	2	442.5
		中間部	1500	50	N 5	332	-827	3	442.5
ケース③	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	511	-949	2	442.5
		中間部	1500	50	N 5	327	-754	3	442.5
ケース④	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	524	-1036	2	442.5
		中間部	1500	50	N 5	331	-800	3	442.5
ケース⑤	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	518	-1000	2	442.5
		中間部	1500	50	N 5	329	-792	3	442.5
ケース⑥	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	525	-1021	2	442.5
		中間部	1500	50	N 5	329	-817	3	442.5

注記 ①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-45 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-40 ①-①断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力（引張）
に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_t (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ts} (N/mm ²)	照査値 σ_t/σ_{ts}
		評価位置	有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	524	-989	0	442.5
		中間部	1500	50	N 5	334	-785	0	442.5
ケース②	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	535	-1021	0	442.5
		中間部	1500	50	N 2	332	-827	0	442.5
ケース③	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	511	-949	0	442.5
		中間部	1500	50	N 5	327	-754	0	442.5
ケース④	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	524	-1036	0	442.5
		中間部	1500	50	N 5	331	-800	0	442.5
ケース⑤	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	518	-1000	0	442.5
		中間部	1500	50	N 5	329	-792	0	442.5
ケース⑥	S ₄ -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	525	-1021	0	442.5
		中間部	1500	50	N 2	329	-817	0	442.5

注記 ①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-45 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-41 ③-③断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力（圧縮）に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		発生断面力		圧縮 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	5173	-10342	28	442.5	0.07
		西側	1500	50	-4598	-9008	25	442.5	0.06
ケース②	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	4875	-10280	27	442.5	0.07
		西側	1500	50	-4353	-9037	24	442.5	0.06
ケース③	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	5542	-10678	29	442.5	0.07
		西側	1500	50	-4619	-9475	26	442.5	0.06
ケース④	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	4963	-11665	30	442.5	0.07
		西側	1500	50	-4731	-8950	25	442.5	0.06
ケース⑤	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	4123	-12194	29	442.5	0.07
		西側	1500	50	-3440	-10269	25	442.5	0.06
ケース⑥	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	4665	-9752	26	442.5	0.06
		西側	1500	50	-3244	-10381	24	442.5	0.06

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-45 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-42 ③-③断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力（引張）に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	-4007	5929	32	442.5	0.08
		西側	1500	50	6730	10312	56	442.5	0.13
ケース②	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	-4018	5769	32	442.5	0.08
		西側	1500	50	7078	8971	53	442.5	0.12
ケース③	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	-4182	6411	35	442.5	0.08
		西側	1500	50	7415	10210	58	442.5	0.14
ケース④	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	-4604	6825	37	442.5	0.09
		西側	1500	50	8216	11489	65	442.5	0.15
ケース⑤	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	-4587	6858	37	442.5	0.09
		西側	1500	50	5067	11401	53	442.5	0.12
ケース⑥	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	-4655	6858	38	442.5	0.09
		西側	1500	50	5219	10784	51	442.5	0.12

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-45 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-43 ②-②断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力（圧縮）
に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状			発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
		評価位置	有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	4783	-12902	32	442.5	0.08
		西側	1500	50	-2876	-5185	15	442.5	0.04
ケース②	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	4639	-12611	31	442.5	0.08
		西側	1500	50	-2609	-4404	13	442.5	0.03
ケース③	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	4904	-12863	32	442.5	0.08
		西側	1500	50	-2722	-4860	14	442.5	0.04
ケース④	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	5283	-12679	33	442.5	0.08
		西側	1500	50	-2789	-5044	14	442.5	0.04
ケース⑤	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	4707	-12883	32	442.5	0.08
		西側	1500	50	-2876	-5191	15	442.5	0.04
ケース⑥	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	4625	-12716	31	442.5	0.08
		西側	1500	50	-2612	-4411	13	442.5	0.03

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-45 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-44 ②-②断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力（引張）
に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状			発生断面力		引張 応力度 σ_t (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ts} (N/mm ²)	照査値 σ_t / σ_{ts}
		評価位置	有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	-2042	2979	16	442.5	0.04
		西側	1500	50	5264	5337	35	442.5	0.08
ケース②	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	-1917	2788	15	442.5	0.04
		西側	1500	50	5009	4229	31	442.5	0.08
ケース③	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	-2135	3158	17	442.5	0.04
		西側	1500	50	5161	4748	33	442.5	0.08
ケース④	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	-2139	3130	17	442.5	0.04
		西側	1500	50	5463	5414	36	442.5	0.09
ケース⑤	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	-2039	2974	16	442.5	0.04
		西側	1500	50	4950	4949	33	442.5	0.08
ケース⑥	S ₄ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	-1908	2802	15	442.5	0.04
		西側	1500	50	4634	3793	28	442.5	0.07

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-45 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

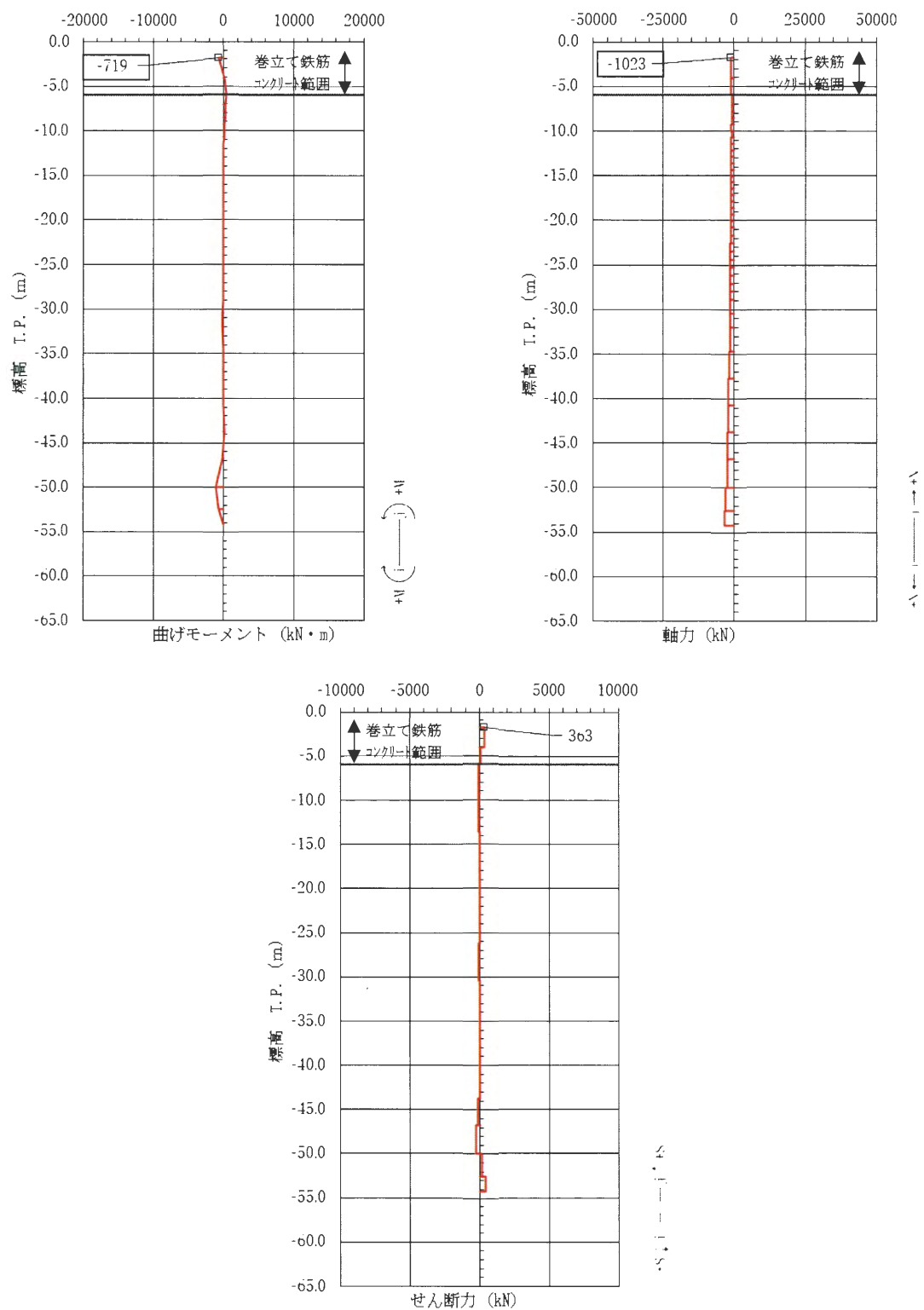
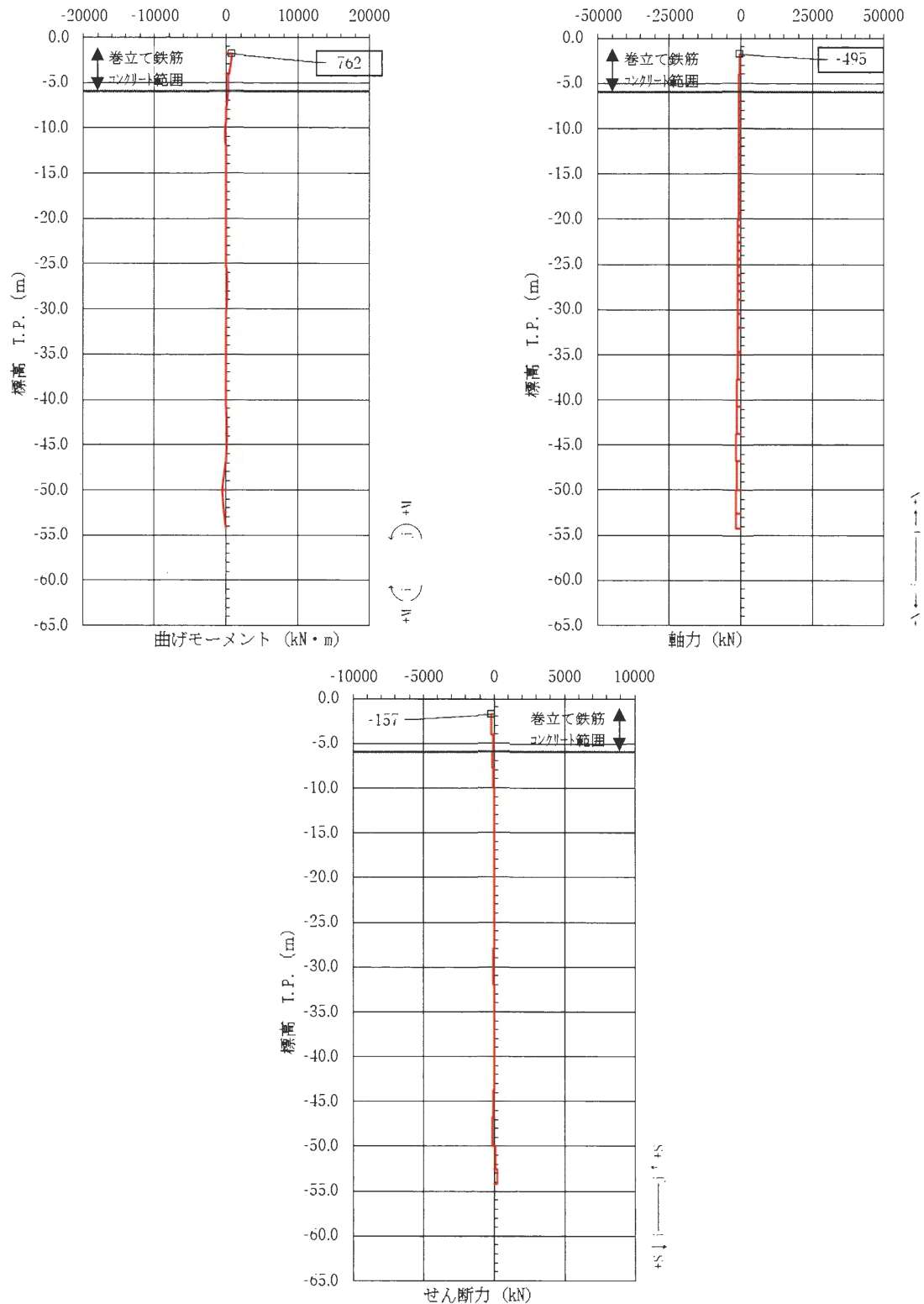


図 3.2-47 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力照査（圧縮）が最も厳しい時刻の断面力図
 (①-①断面, 南基礎 端部)

($S_s - 31$ [H+, V+] $t = 8.84$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



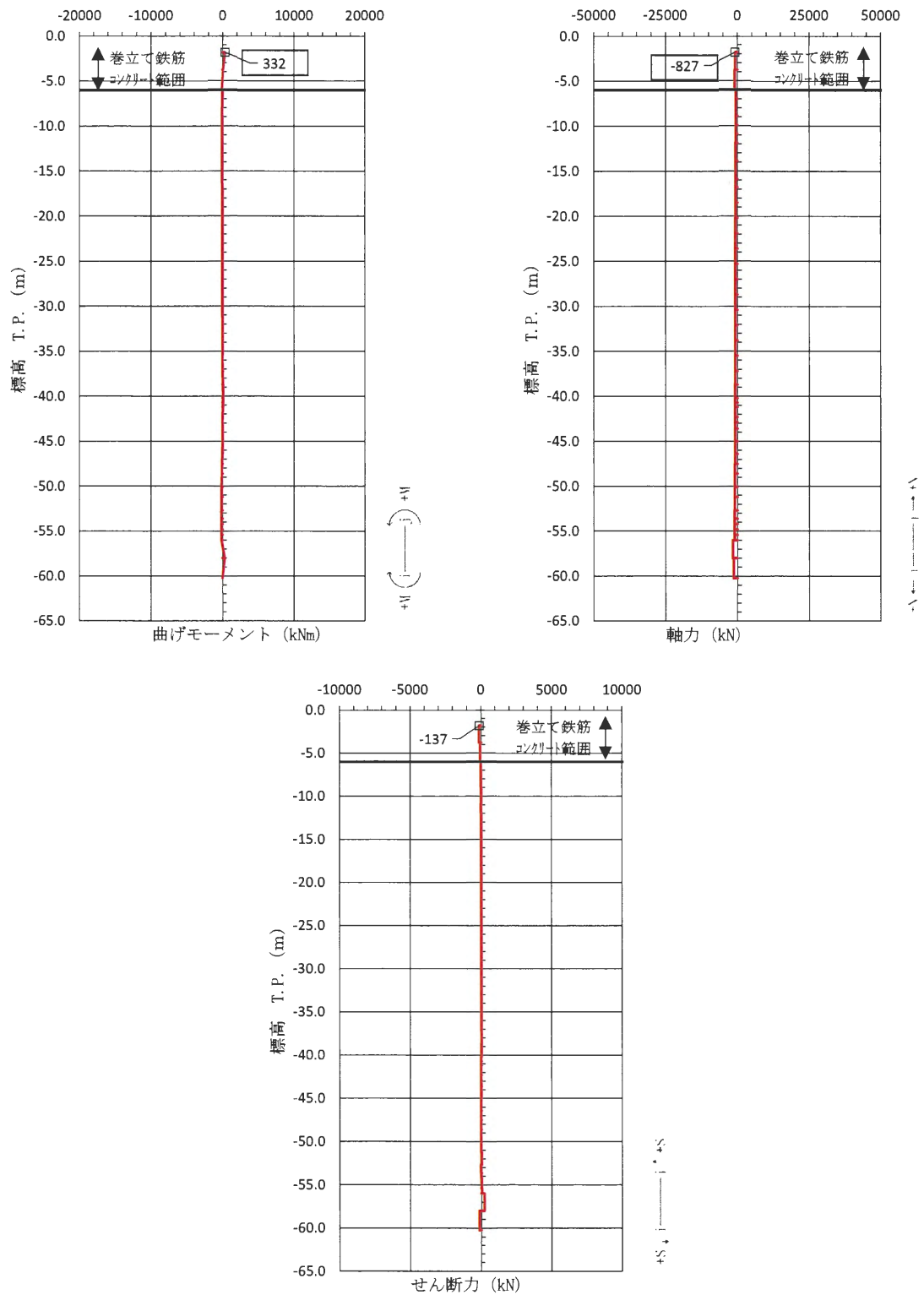


図 3.2-49 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力照査（圧縮）が最も厳しい時刻の断面力図

（①－①断面，北基礎 中間部）

（ $S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 9.64$ s）

（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）

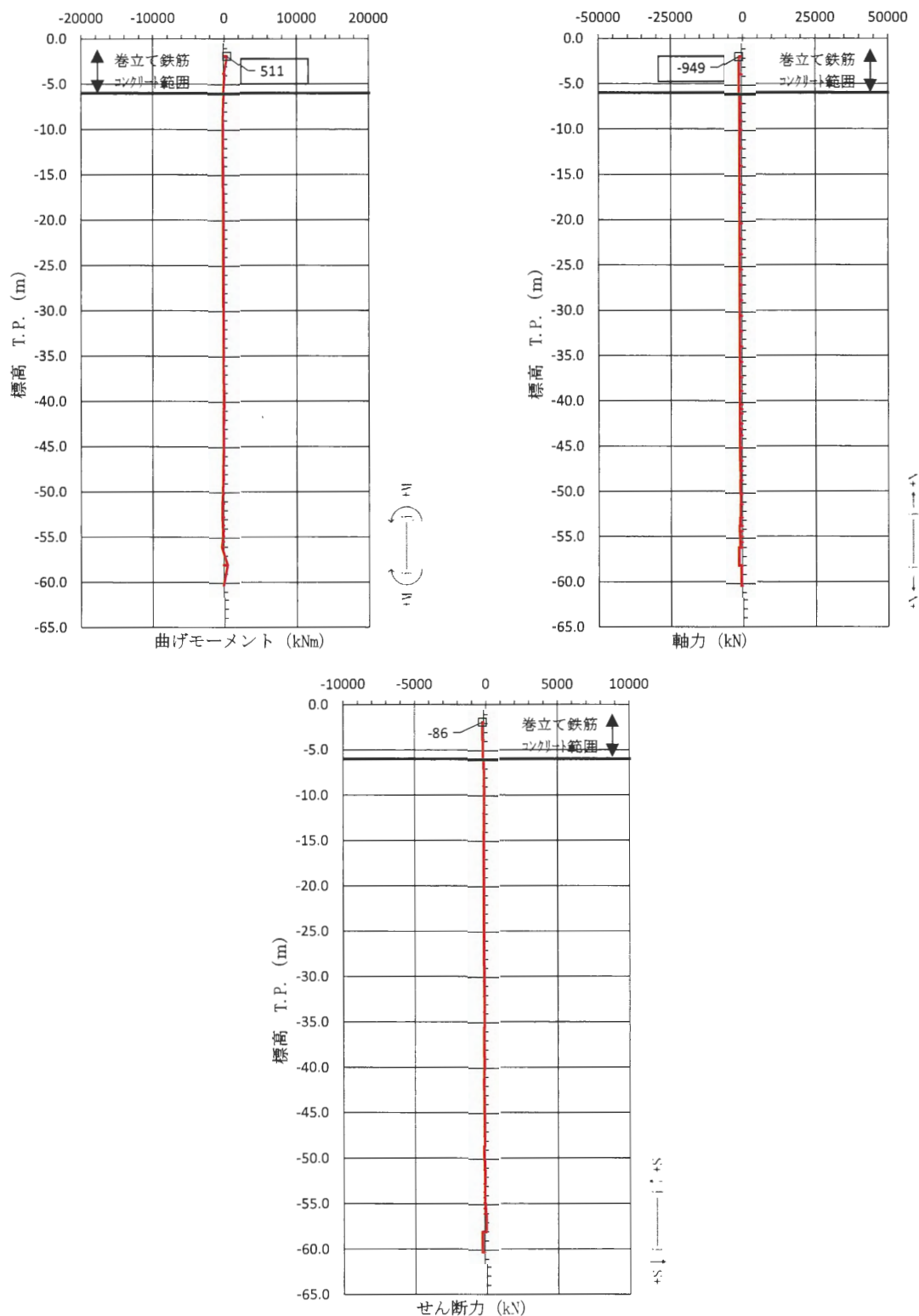


図 3.2-50 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力照査（引張）が最も厳しい時刻の断面力図
 (①-①断面, 北基礎 端部)
 (S_s-31 [H+, V+] $t=9.63$ s)
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

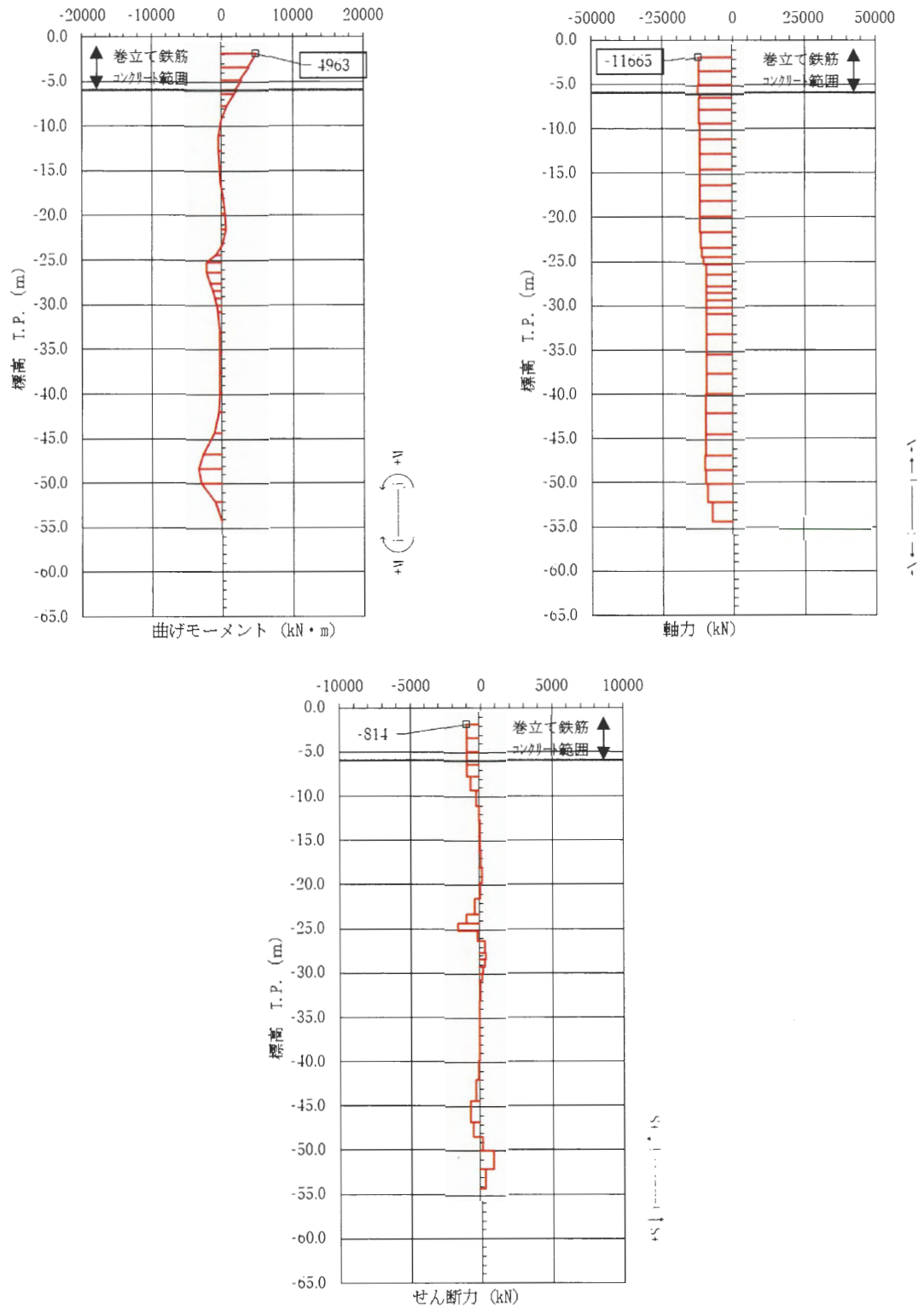


図 3.2-51 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力照査（圧縮）が最も厳しい時刻の断面力図
 (③-③断面, 南基礎 東側)

(S_s-D1 [H-, V-] $t=53.95$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

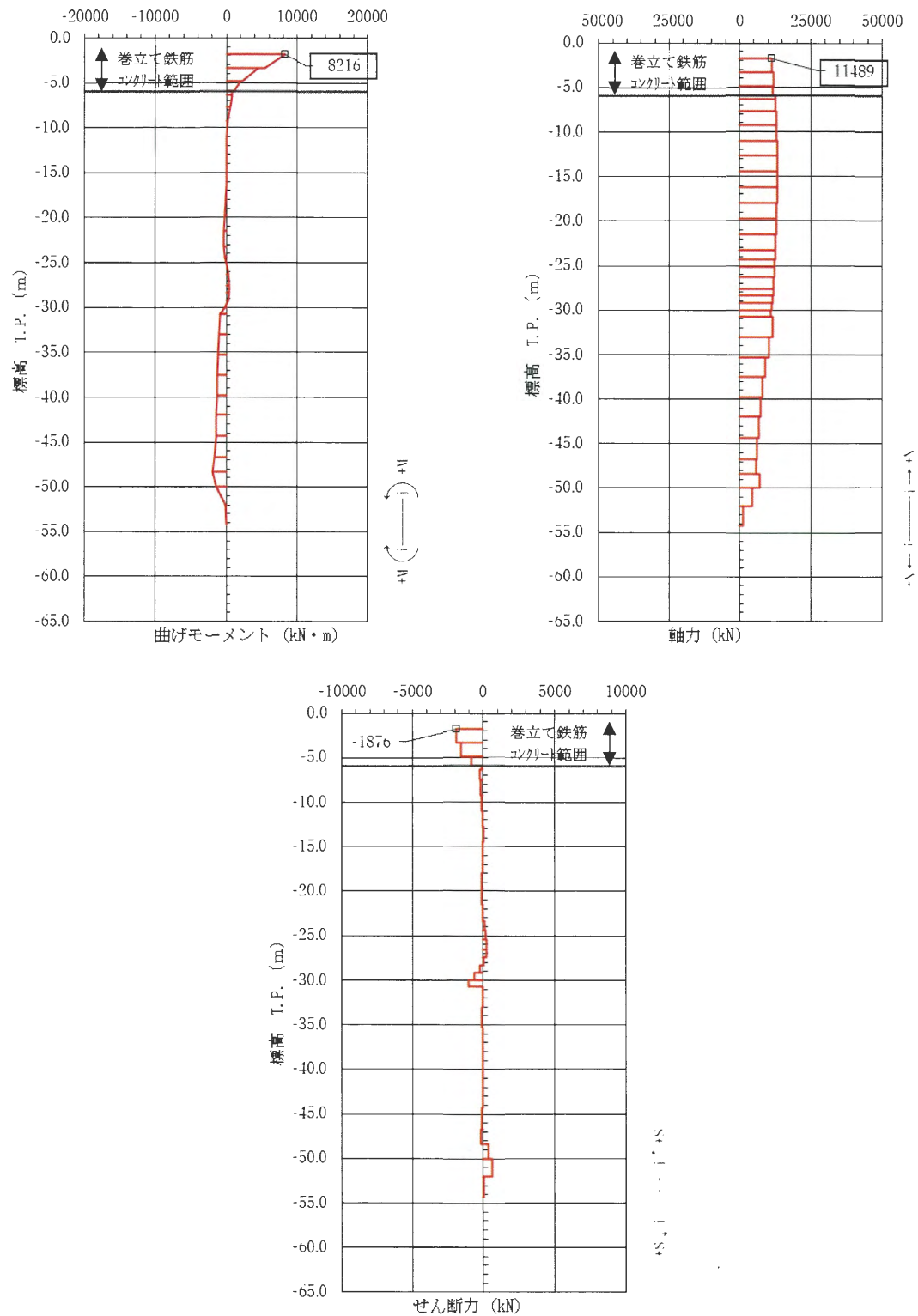


図 3.2-52 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力照査（引張）が最も厳しい時刻の断面力図
（③-③断面、南基礎 西側）

（ S_s-D1 [H-, V-] $t=26.96$ s）

（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

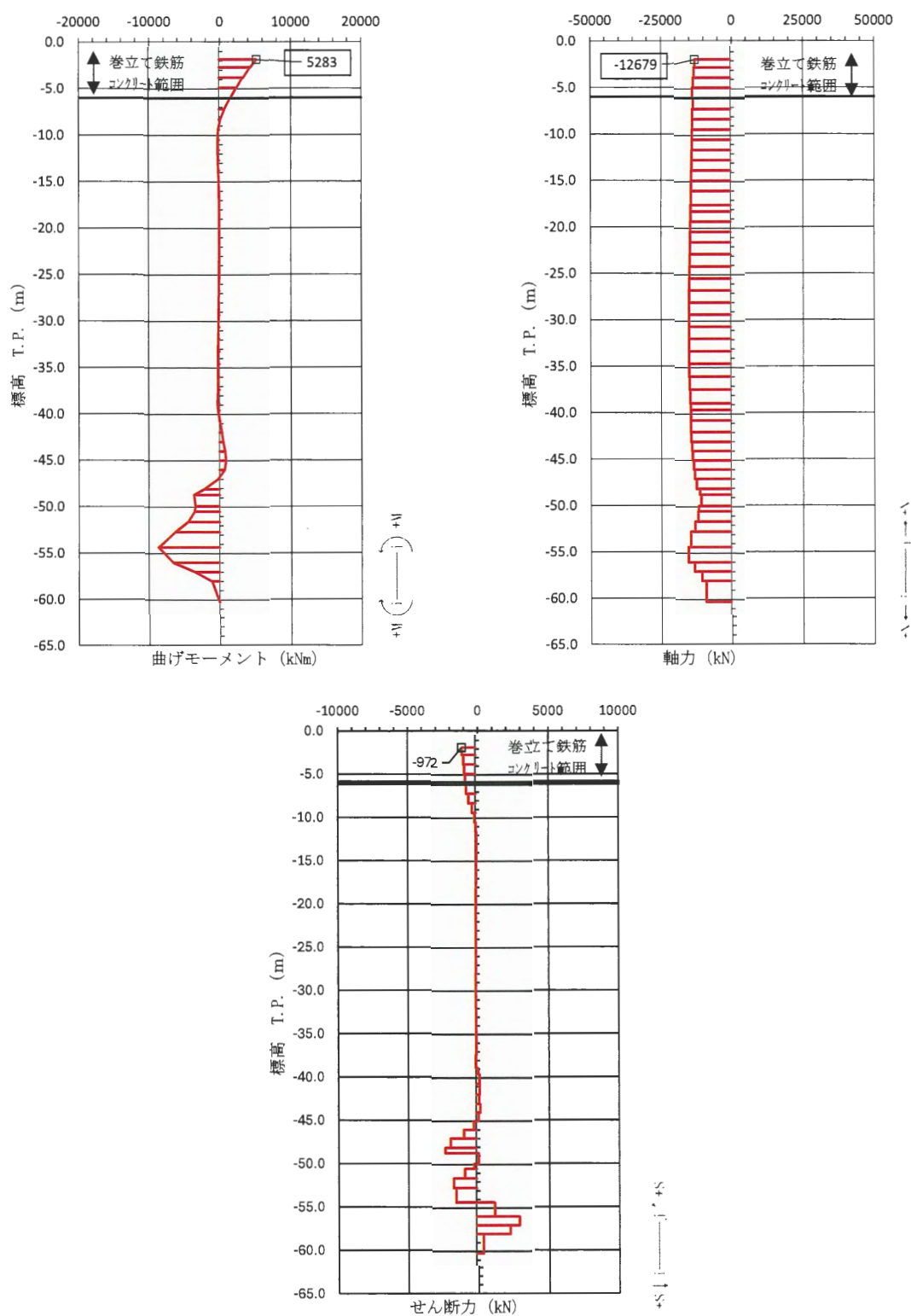


図 3.2-53 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力照査（圧縮）が最も厳しい時刻の断面力図
（②-②断面，北基礎 東側）

（ $S_s - 31$ [H+, V+] $t = 8.85$ s）

（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

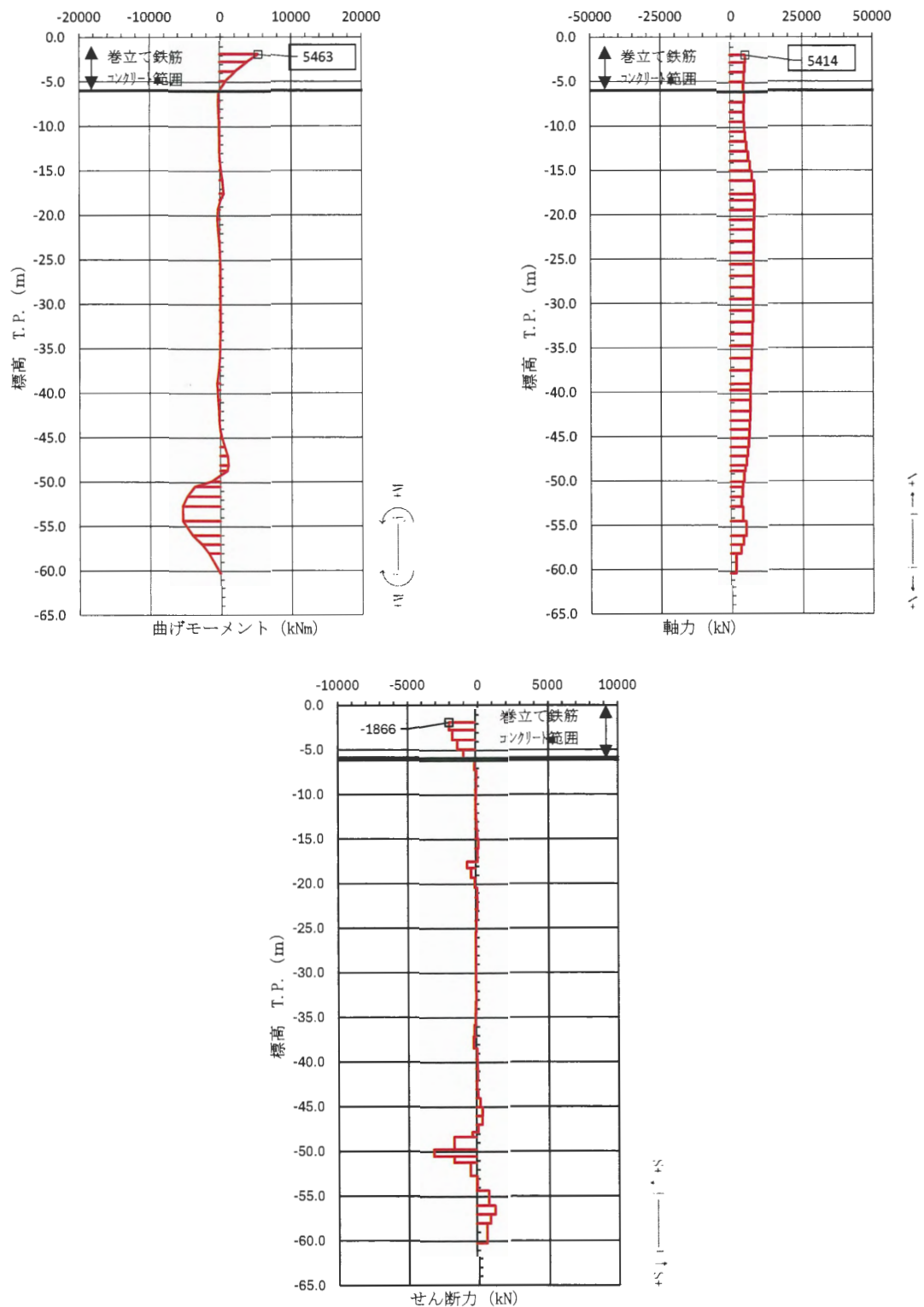


図 3.2-54 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力照査（引張）が最も厳しい時刻の断面力図
 (②-②断面, 北基礎 西側)

($S_s - 31$ [H+, V+] $t = 8.94$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

ロ. せん断力に対する評価結果

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭は、2次元有効応力解析によって得られるせん断力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。せん断力に対する評価では、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生応力度を算出し、構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の評価は、図 3.2-55 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。アルファベットは、Nが北基礎の鋼管杭、Sが南基礎の鋼管杭、Eが東側の鋼管杭及びWが西側の鋼管杭であることを示す。S及びNに付く数字は、南端の巻立て鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。また、端部及び中間は、部材幅が異なることから区別する。末尾の番号が1及び6を端部、2～5を中間とする。

評価位置及び杭記号位置を図 3.2-55 に、せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 3.2-56 に示す。

表 3.2-45～表 3.2-48 に、2次元有効応力解析の検討ケース及び鋼管杭のせん断力に対する照査値を示し、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-57～図 3.2-60 に示す。せん断力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 S₁-D1〔H-、V-〕（地盤ケース④、③-③断面）の 0.02 であり、曲げ軸力に対する評価と同様、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の負担が軽減されているものの、せん断抵抗にはほとんど寄与していないことが確認できる。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生せん断力に対して許容応力度法による照査を行った結果、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

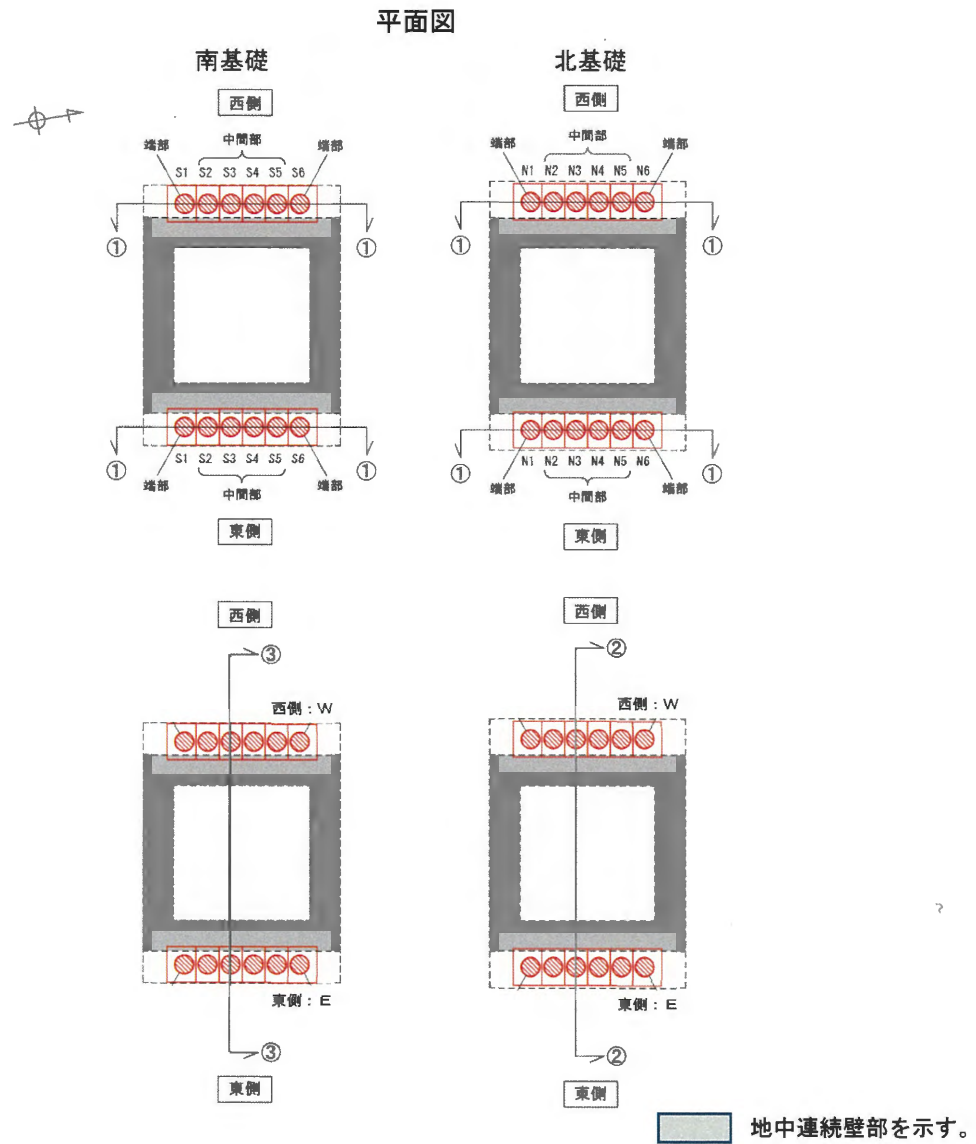


図 3.2-55 評価位置及び杭記号位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）
（図 3.2-45 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

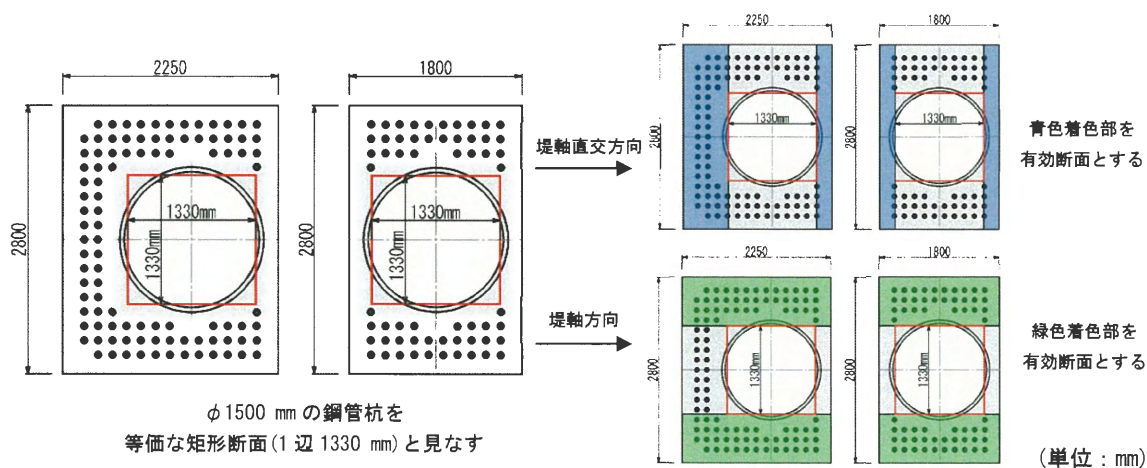


図 3.2-56 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方

(図 3.2-40 の再掲)

表 3.2-45 ①-①断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断
に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状		杭 記号	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_s (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	
		評価位置	有効径 D' (mm)						有効板厚 t' (mm)
ケース①	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	315	0.5	255	0.01
		中間部	1500	50	S 5	108	0.3	255	0.01
ケース②	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	327	0.6	255	0.01
		中間部	1500	50	S 5	102	0.3	255	0.01
ケース③	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	322	0.6	255	0.01
		中間部	1500	50	S 5	129	0.3	255	0.01
ケース④	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	369	0.6	255	0.01
		中間部	1500	50	S 5	113	0.3	255	0.01
ケース⑤	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	315	0.5	255	0.01
		中間部	1500	50	S 5	107	0.3	255	0.01
ケース⑥	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	S 6	328	0.6	255	0.01
		中間部	1500	50	S 5	101	0.3	255	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 せん断応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-55 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-46 ①-①断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断
に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		杭 記号	発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_s (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)					
ケース①	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	240	0.4	255	0.01
		中間部	1500	50	N 5	143	0.3	255	0.01
ケース②	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	250	0.4	255	0.01
		中間部	1500	50	N 5	146	0.3	255	0.01
ケース③	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	225	0.4	255	0.01
		中間部	1500	50	N 5	137	0.3	255	0.01
ケース④	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	244	0.4	255	0.01
		中間部	1500	50	N 5	147	0.3	255	0.01
ケース⑤	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	241	0.4	255	0.01
		中間部	1500	50	N 5	143	0.3	255	0.01
ケース⑥	S _g -31 (H+, V+)	端部	1500	50	N 6	249	0.4	255	0.01
		中間部	1500	50	N 5	145	0.3	255	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 せん断応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-55 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-47 ③-③断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断
に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状		発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_s (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{su}
		評価位置	有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)			
ケース①	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	1238	2.7	0.02
		西側	1500	50	1736	3.8	0.02
ケース②	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	1264	2.8	0.02
		西側	1500	50	1801	3.9	0.02
ケース③	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	1300	2.8	0.02
		西側	1500	50	1705	3.7	0.02
ケース④	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	1423	3.1	0.02
		西側	1500	50	1926	4.2	0.02
ケース⑤	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	1425	3.1	0.02
		西側	1500	50	1709	3.7	0.02
ケース⑥	S ₁ -D1 (H-, V-)	東側	1500	50	1425	3.1	0.02
		西側	1500	50	1748	3.8	0.02

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 せん断応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-55 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-48 ②-②断面の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断
に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	断面性状		発生 せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_s (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{su}
		評価位置	有効径 D' (mm)	有効板厚 t' (mm)			
ケース①	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	1104	1.9	0.01
		西側	1500	50	1773	3.0	0.02
ケース②	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	1084	1.9	0.01
		西側	1500	50	1501	2.6	0.02
ケース③	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	1207	2.1	0.01
		西側	1500	50	1676	2.9	0.02
ケース④	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	1369	2.3	0.01
		西側	1500	50	1866	3.2	0.02
ケース⑤	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	1114	1.9	0.01
		西側	1500	50	1677	2.9	0.02
ケース⑥	S ₁ -31 (H+, V+)	東側	1500	50	1084	1.9	0.01
		西側	1500	50	1500	2.6	0.02

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 せん断応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-55 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

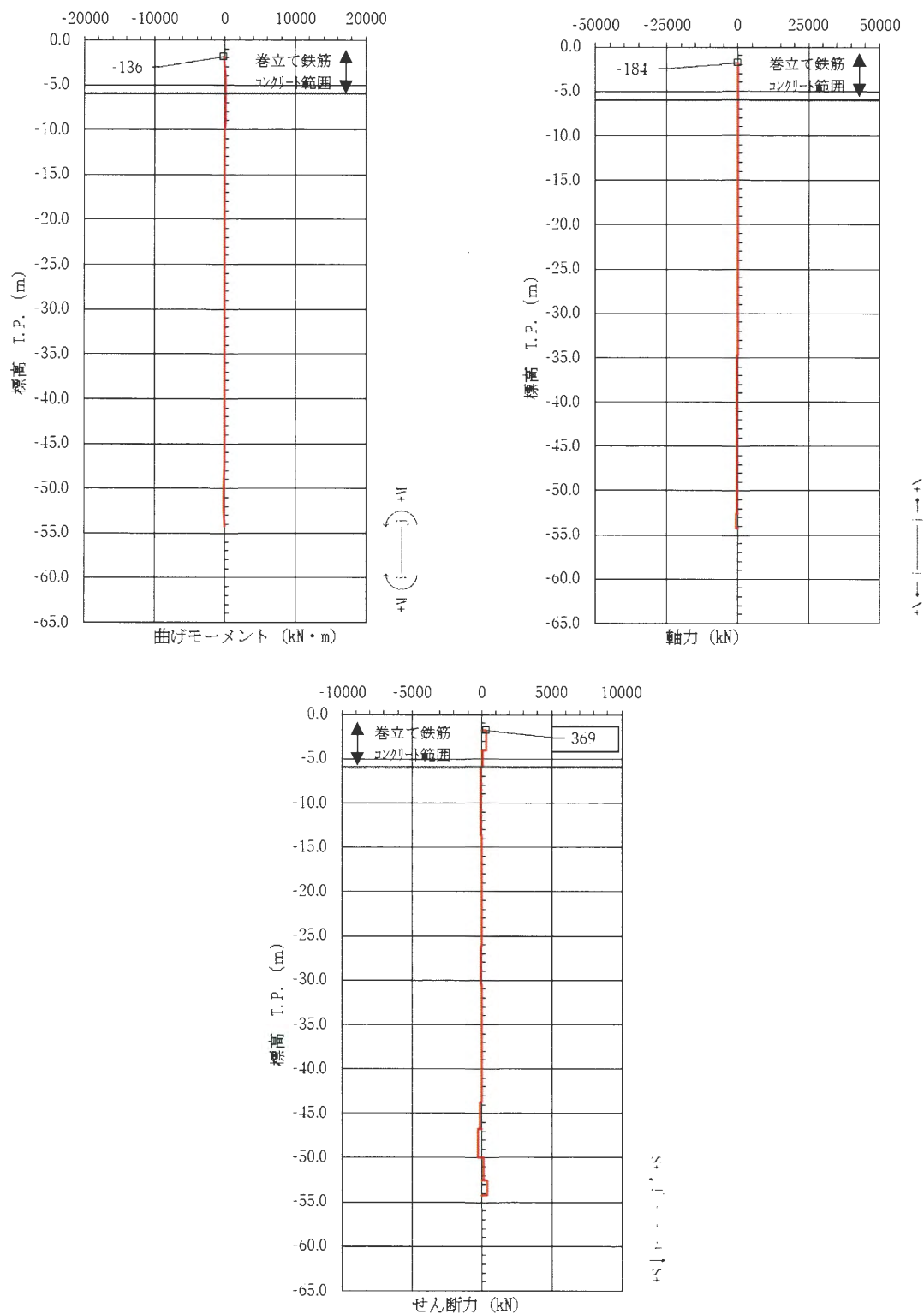
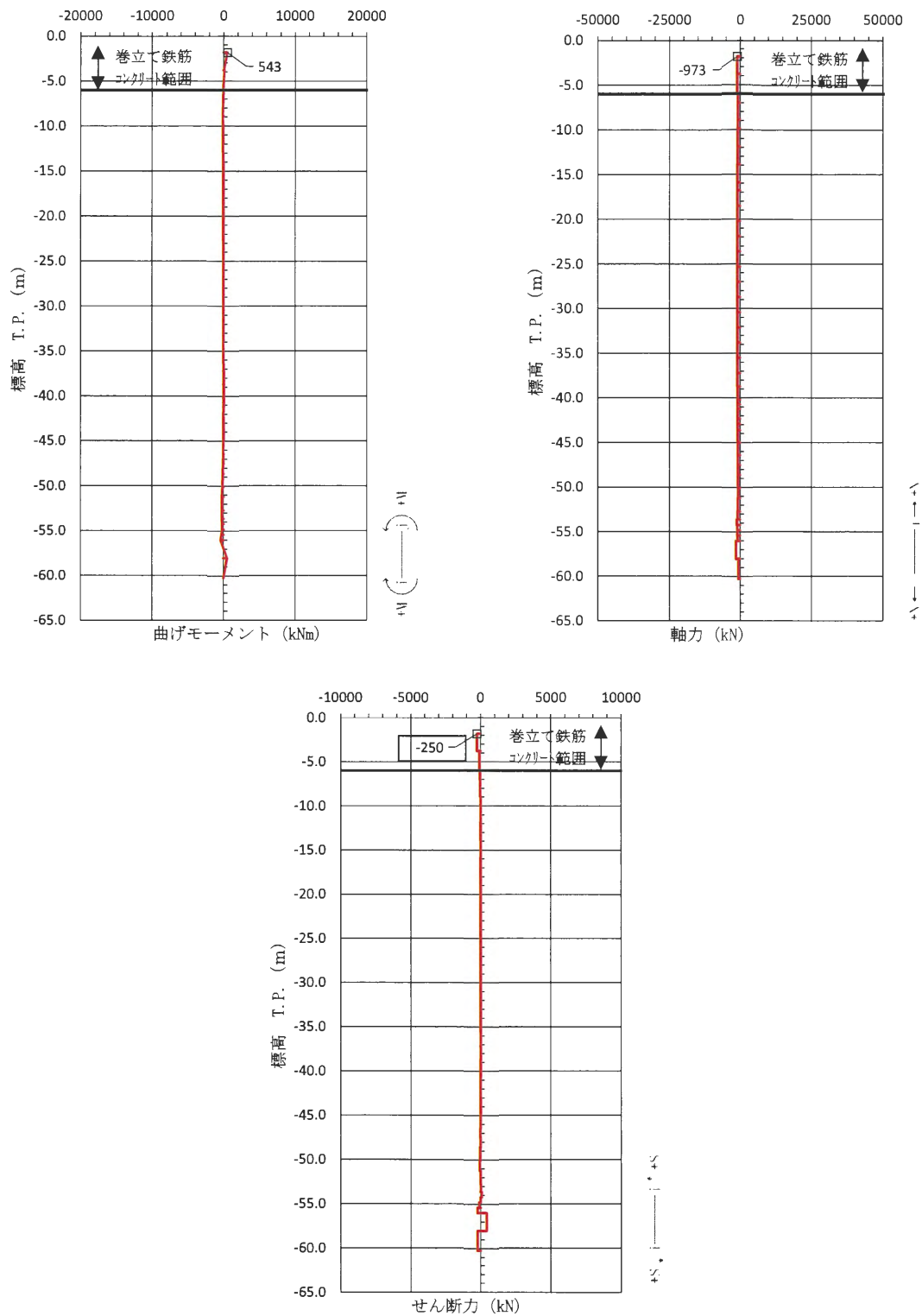


図 3.2-57 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図

(①-①断面, 南基礎 端部)

(S s - 3 1 [H+, V+] t = 8.80 s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



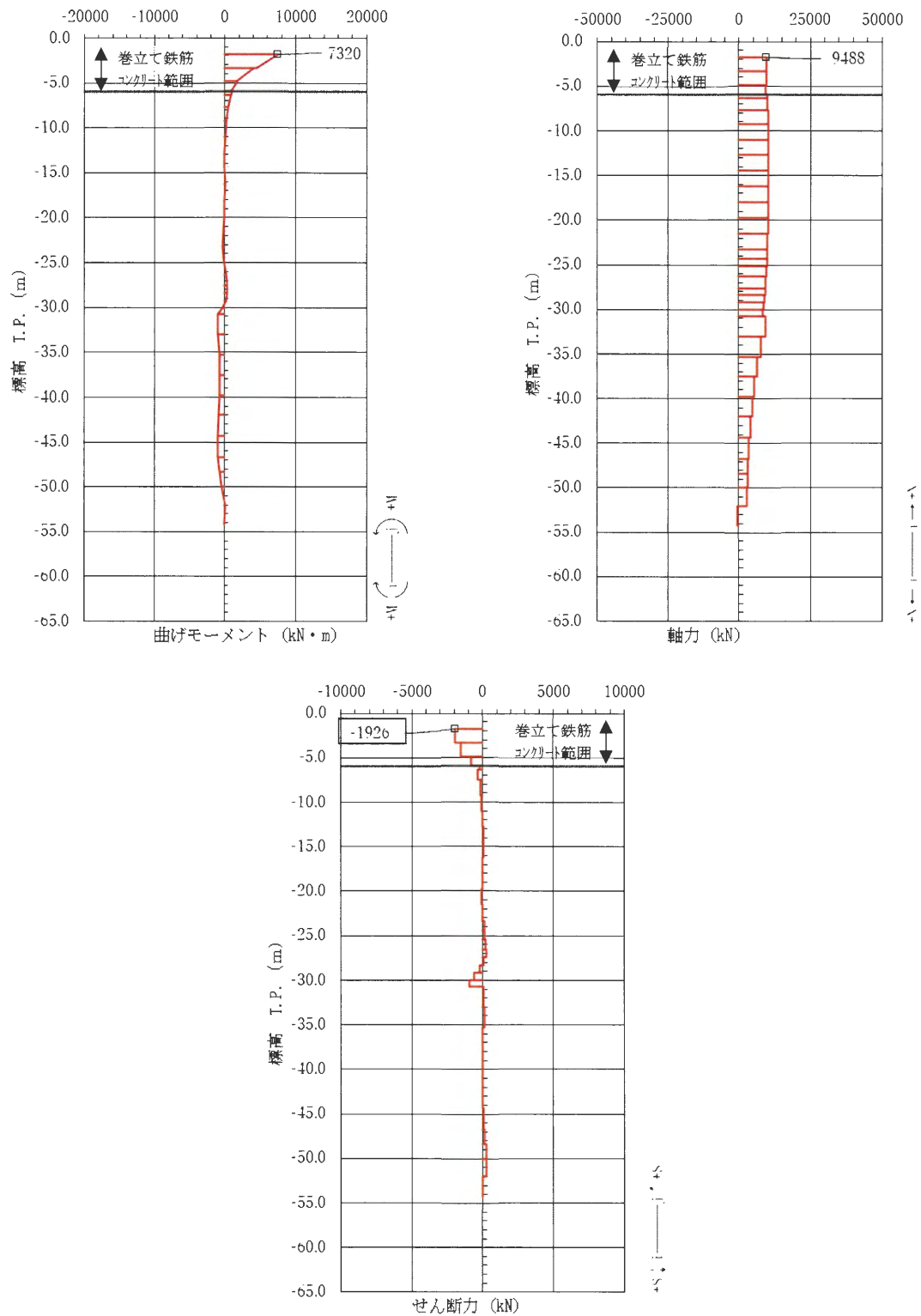


図 3.2-59 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図

(③-③断面, 南基礎 西側)

(S s-D 1 [H-, V-] t=23.10 s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

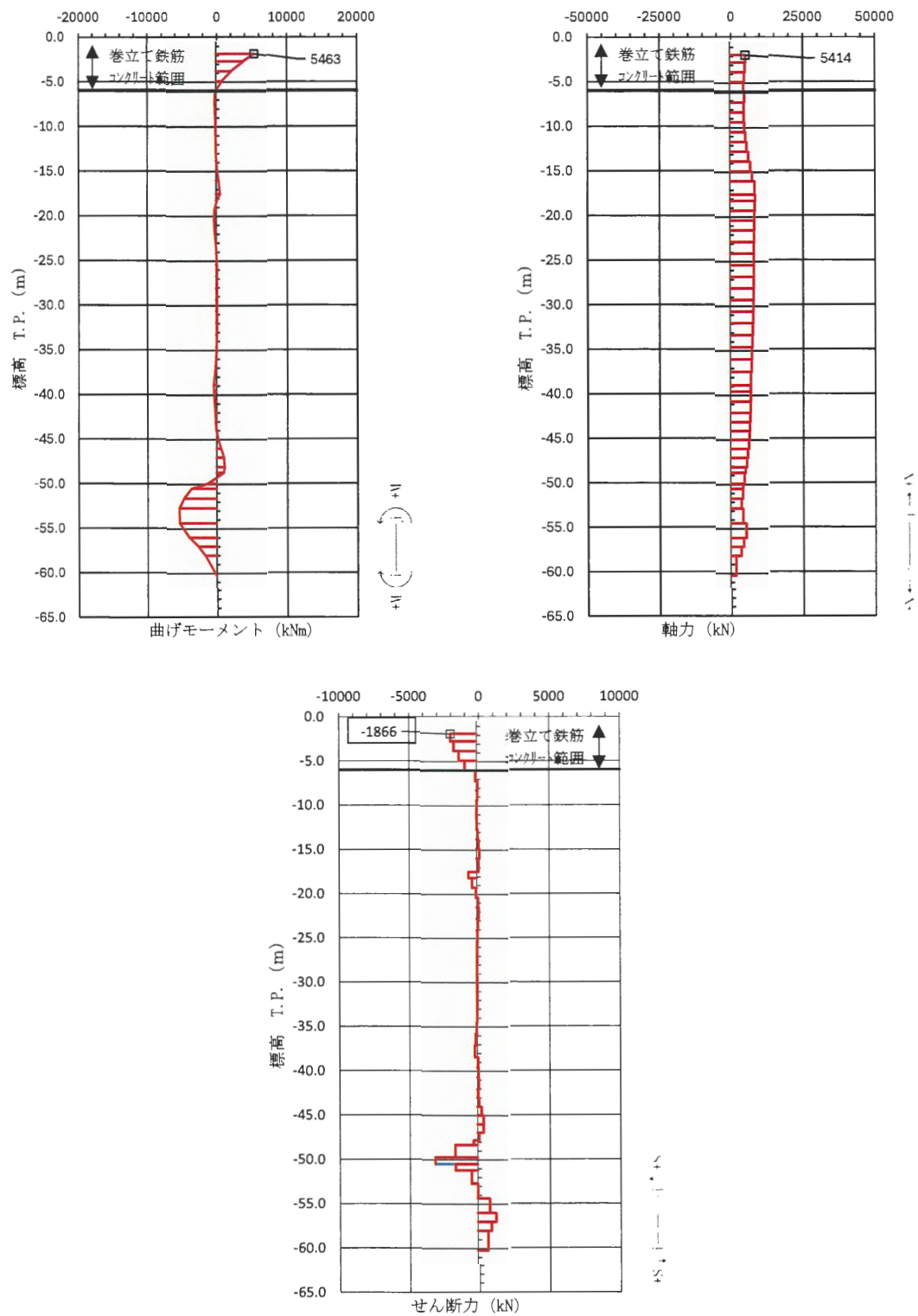


図 3.2-60 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図
 (②-②断面, 北基礎 西側)
 (S s - 3 1 [H+, V+] t=8.94 s)
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

d. 杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）

(a) 鋼管杭頭部の曲げ軸力に対する評価結果

鋼管杭頭部の曲げ軸力に対する評価は、2次元有効応力解析によって得られる断面力に対して、仮想鉄筋コンクリート断面とした発生応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭頭部の評価は、図 3.2-61 に示す評価位置図の鋼管杭頭部に対して行う。同図に示す鋼管杭頭部の名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。アルファベットは、N が北基礎の鋼管杭頭部、S が南基礎の鋼管杭頭部、E が東側の鋼管杭頭部及びWが西側の鋼管杭頭部であることを示す。S 及びNに付く数字は、南端の鋼管杭頭部を1として北に向かって昇順で設定し、北端の巻立て鋼管杭頭部を6とする。また、端部及び中間は、部材幅が異なることから区別する。末尾の番号が1及び6を端部、2～5を中間とする。

評価位置及び杭記号位置を図 3.2-61 に、鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 3.2-62 に示す。

表 3.2-49～表 3.2-56 に、2次元有効応力解析の検討ケース及びコンクリートの曲げ軸力、鉄筋の曲げ軸力に対する照査値を示し、コンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力の照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-63～図 3.2-70 に示す。コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-D1$ 〔H－, V－〕（地盤ケース④, ③－③断面）の0.02である。鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-D1$ 〔H－, V－〕（地盤ケース④, ③－③断面）の0.08である。巻立て鉄筋コンクリート同様、照査値には十分な余裕があり、杭頭部への応力集中は見られず、工認設計モデルと比較しても同等以下の値となっている。地中連続壁部との一体化を想定した中実鉄筋コンクリートの荷重負担が増大し、杭頭接合部の負担が軽減されたためである。

なお、発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

鋼管杭頭部（杭頭接合部）を仮想鉄筋コンクリート断面に置き換え、許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、鋼管杭頭部（杭頭接合部）の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

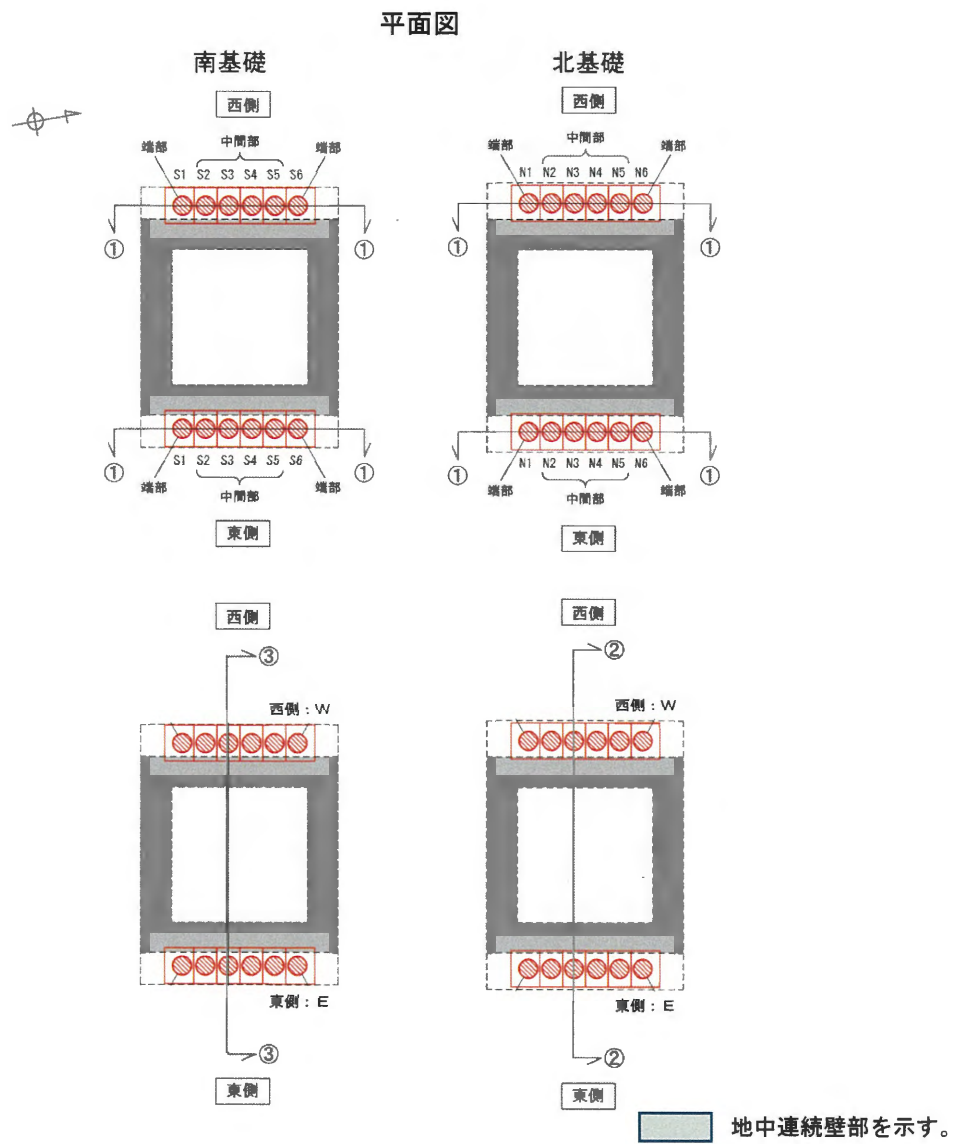
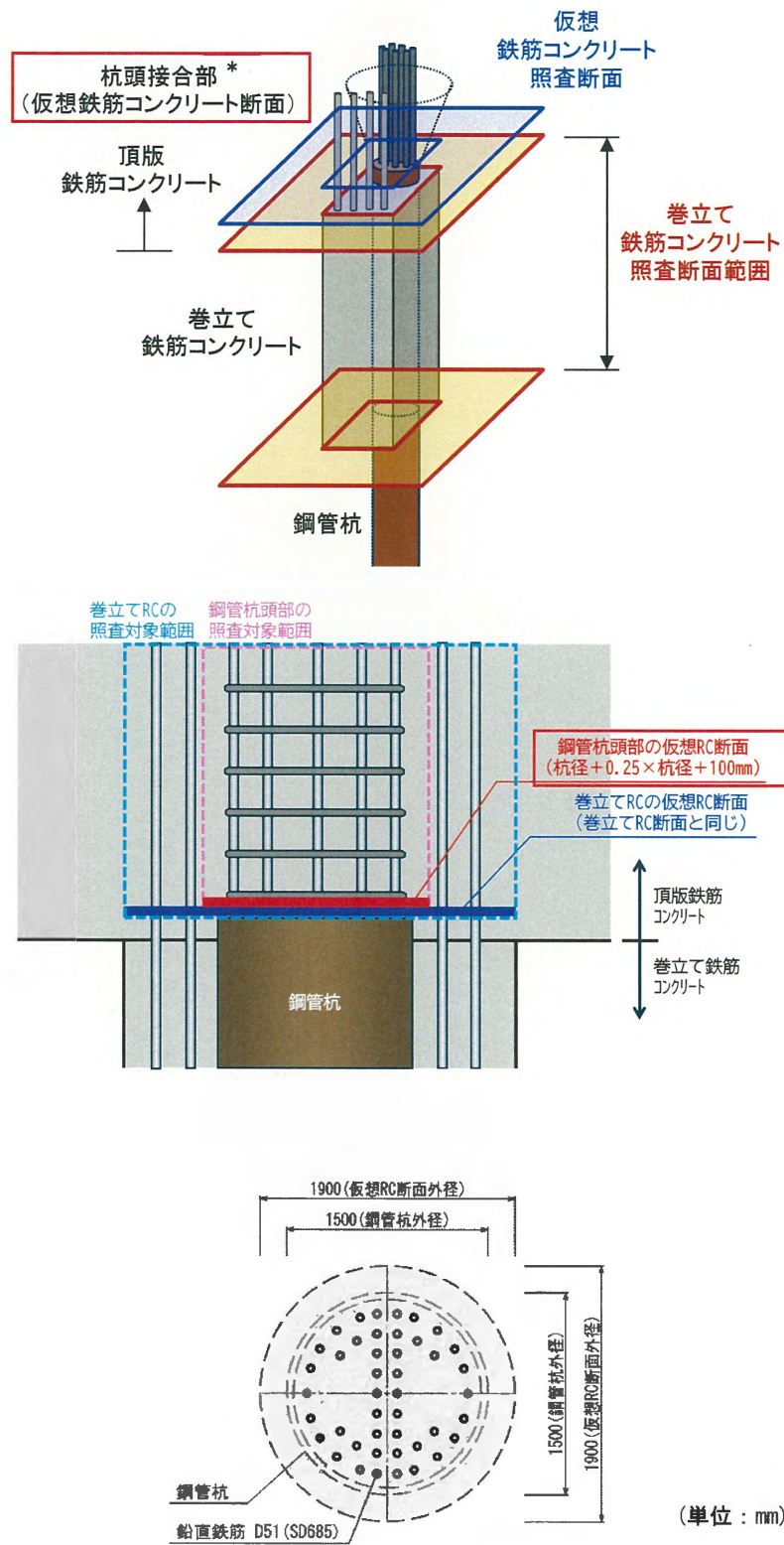


図 3.2-61 評価位置及び杭記号位置図（鋼管杭頭部）



* 仮想鉄筋コンクリート断面は「道路橋示方書(Ⅳ下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」に基づいて設定

図 3.2-62 鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置

表 3.2-49 ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}
			仮想 RC断面径 ϕ' (mm)	有効径 D' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	-532	-989	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	369	-758	0.0	24	0.00
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	-607	-957	0.1	24	0.01
		中間部	1900	1500	S 5	319	-780	0.0	24	0.00
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	647	-905	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	506	-727	0.0	24	0.00
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	-719	-1023	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	351	-692	0.0	24	0.00
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	-533	-984	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	365	-750	0.0	24	0.00
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	-609	-951	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	315	-769	0.0	24	0.00

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-61 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-50 ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}
			仮想 RC断面径 ϕ' (mm)	有効径 D' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	524	-989	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	334	-785	0.0	24	0.00
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	535	-1021	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	332	-827	0.0	24	0.00
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	511	-949	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	327	-754	0.0	24	0.00
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	524	-1036	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	331	-800	0.0	24	0.00
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	518	-1000	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	329	-792	0.0	24	0.00
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	525	-1021	0.0	24	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	329	-817	0.0	24	0.00

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-61 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-51 ③-③断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			仮想 RC断面径 ϕ' (mm)	有効径 D' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_4-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	5173	-10342	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-4598	-9008	0.2	24	0.01
ケース②	S_4-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	4875	-10280	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-4353	-9037	0.2	24	0.01
ケース③	S_4-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	5542	-10678	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-4619	-9475	0.2	24	0.01
ケース④	S_4-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	4963	-11665	0.4	24	0.02
		西側	1900	1500	-4731	-8950	0.2	24	0.01
ケース⑤	S_4-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	4123	-12194	0.4	24	0.02
		西側	1900	1500	-3440	-10269	0.2	24	0.01
ケース⑥	S_4-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	4665	-9752	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-3244	-10351	0.2	24	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-61 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-52 ②-②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			仮想 RC断面径 ϕ' (mm)	有効径 D' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_4-31 (H+, V+)	東側	1900	1500	4783	-12902	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-2876	-5185	0.1	24	0.01
ケース②	S_4-31 (H+, V+)	東側	1900	1500	4639	-12611	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-2609	-4404	0.1	24	0.01
ケース③	S_4-31 (H+, V+)	東側	1900	1500	4904	-12863	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-2722	-4860	0.1	24	0.01
ケース④	S_4-31 (H+, V+)	東側	1900	1500	5283	-12679	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-2789	-5044	0.1	24	0.01
ケース⑤	S_4-31 (H+, V+)	東側	1900	1500	4707	-12883	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-2876	-5191	0.1	24	0.01
ケース⑥	S_4-31 (H+, V+)	東側	1900	1500	4525	-12716	0.3	24	0.02
		西側	1900	1500	-2612	-4411	0.1	24	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 圧縮応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-61 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-53 ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			仮想 RC断面径 ϕ' (mm)	有効径 D' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	587	-550	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	375	-728	0	600	0.00
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	-166	-586	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	-128	-650	0	600	0.00
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	762	-495	1	600	0.01
		中間部	1900	1500	S 5	510	-679	0	600	0.00
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	593	-488	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	351	-681	0	600	0.00
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	585	-541	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	371	-720	0	600	0.00
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	S 6	-609	-951	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	S 5	-127	-649	0	600	0.00

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-61 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-54 ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			仮想 RC断面径 ϕ' (mm)	有効径 D' (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	524	-989	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	104	-372	0	600	0.00
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	535	-1021	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	N 2	103	-353	0	600	0.00
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	511	-949	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	104	-388	0	600	0.00
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	114	-146	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	108	-329	0	600	0.00
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	108	-229	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	N 5	105	-372	0	600	0.00
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	端部	1900	1500	N 6	112	-221	0	600	0.00
		中間部	1900	1500	N 2	103	-359	0	600	0.00

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-61 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-55 ③-③断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			仮想 RC断面径 ϕ' (mm)	有効径 D' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	-4007	5929	33	600	0.06
		西側	1900	1500	6730	10312	40	600	0.07
ケース②	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	-4018	5769	33	600	0.06
		西側	1900	1500	7078	8971	39	600	0.07
ケース③	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	-4182	6411	35	600	0.06
		西側	1900	1500	7415	10210	42	600	0.07
ケース④	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	-4604	6825	38	600	0.07
		西側	1900	1500	8216	11489	47	600	0.08
ケース⑤	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	-4587	6858	38	600	0.07
		西側	1900	1500	5067	11401	37	600	0.07
ケース⑥	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1900	1500	-4655	6858	39	600	0.07
		西側	1900	1500	5219	10784	37	600	0.07

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-61 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-56 ②-②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			仮想 RC断面径 ϕ' (mm)	有効径 D' (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_1-S1 (H+, V+)	東側	1900	1500	-2042	2979	12	600	0.02
		西側	1900	1500	5264	5337	28	600	0.05
ケース②	S_1-S1 (H+, V+)	東側	1900	1500	-1917	2788	11	600	0.02
		西側	1900	1500	5009	4229	25	600	0.05
ケース③	S_1-S1 (H+, V+)	東側	1900	1500	-2135	3158	13	600	0.03
		西側	1900	1500	5161	4748	26	600	0.05
ケース④	S_1-S1 (H+, V+)	東側	1900	1500	-2139	3130	13	600	0.03
		西側	1900	1500	5463	5414	28	600	0.05
ケース⑤	S_1-S1 (H+, V+)	東側	1900	1500	-2039	2974	12	600	0.02
		西側	1900	1500	4950	4949	26	600	0.05
ケース⑥	S_1-S1 (H+, V+)	東側	1900	1500	-1908	2802	11	600	0.02
		西側	1900	1500	4634	3793	23	600	0.04

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 引張応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-61 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

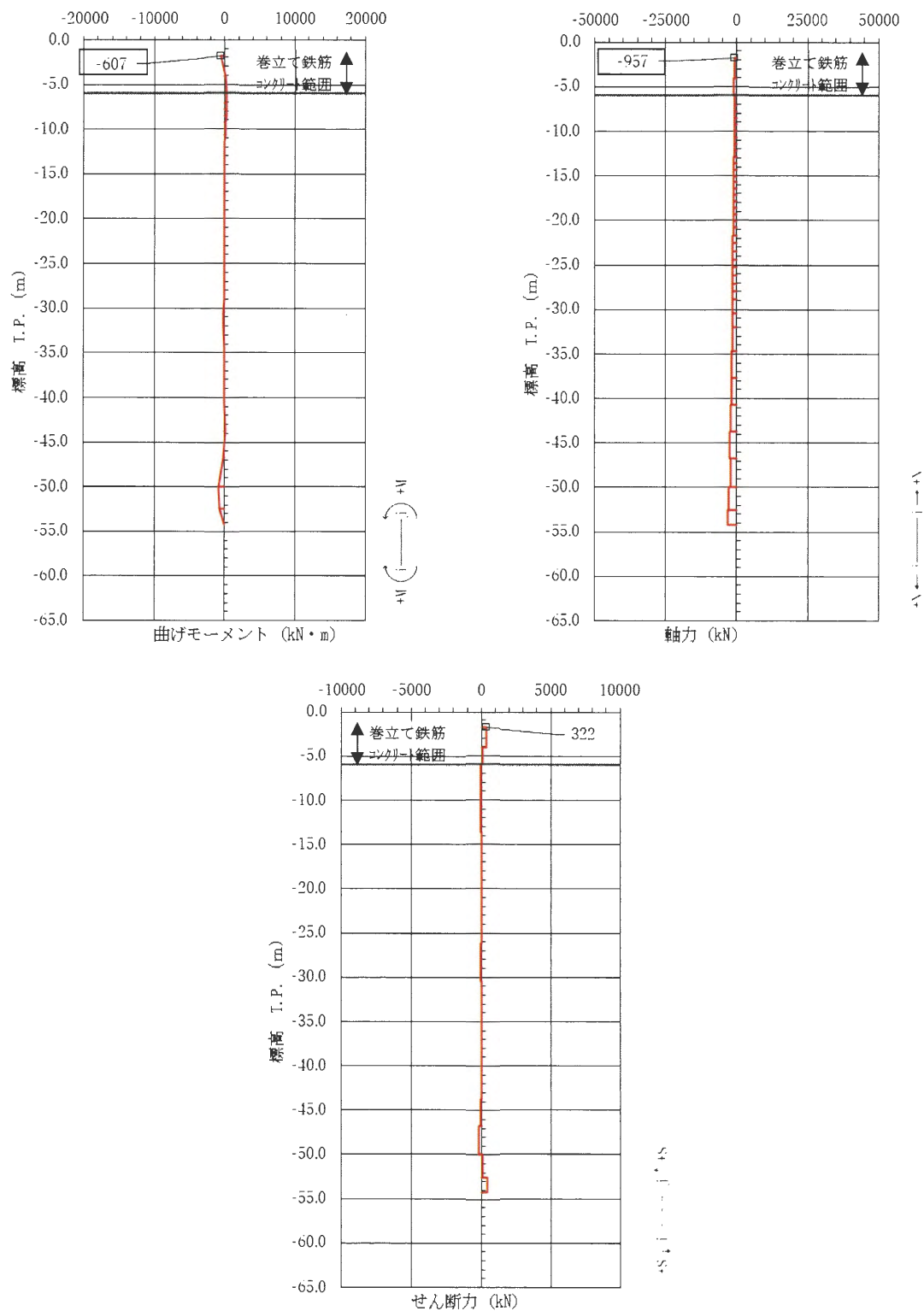


図 3.2-63 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 南基礎 端部)
 (S_s-3 1 [H+, V+] t=8.82 s)
 (地盤ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

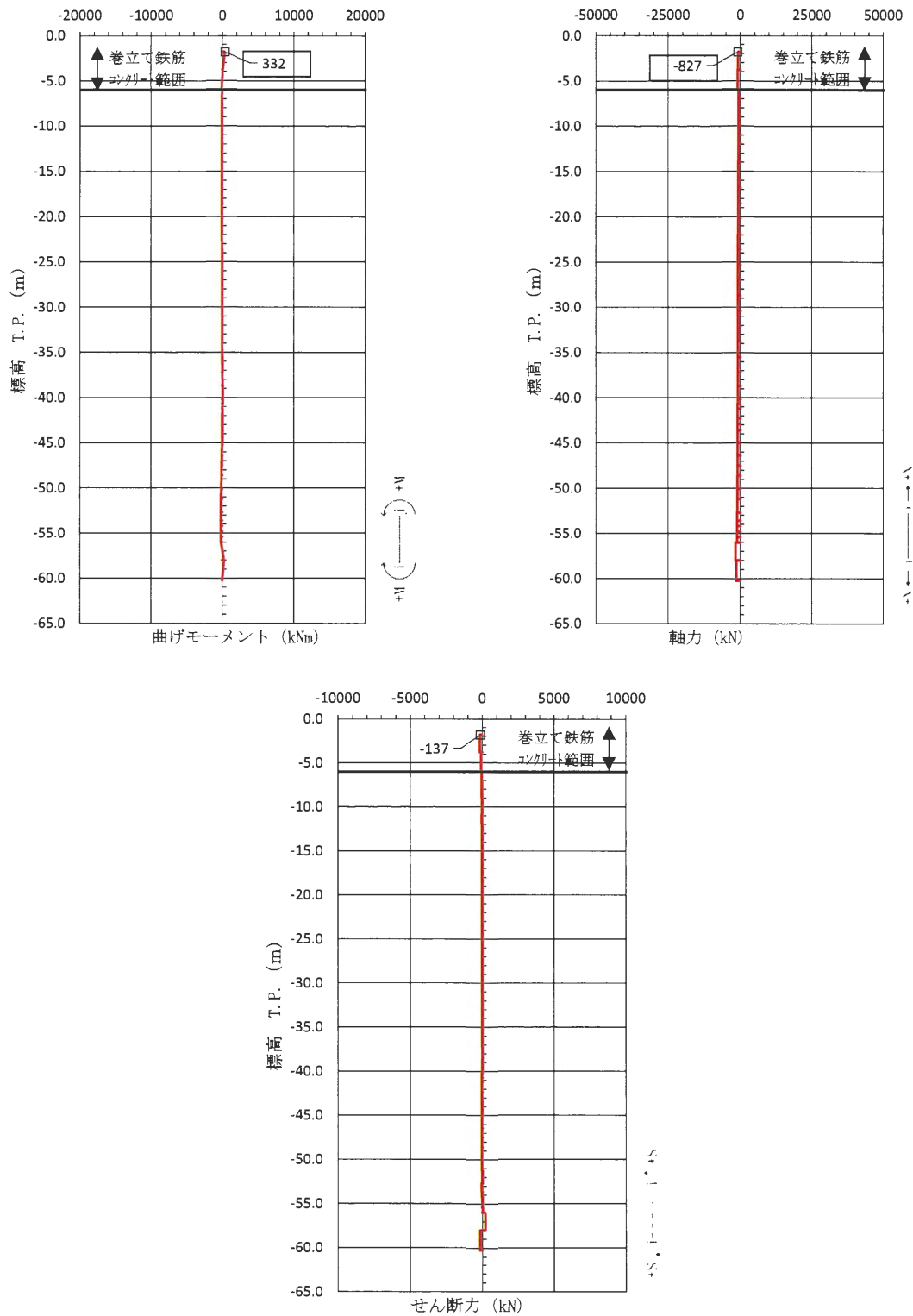


図 3.2-64 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 北基礎 中間部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 9.64 \text{ s})$
 (地盤ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

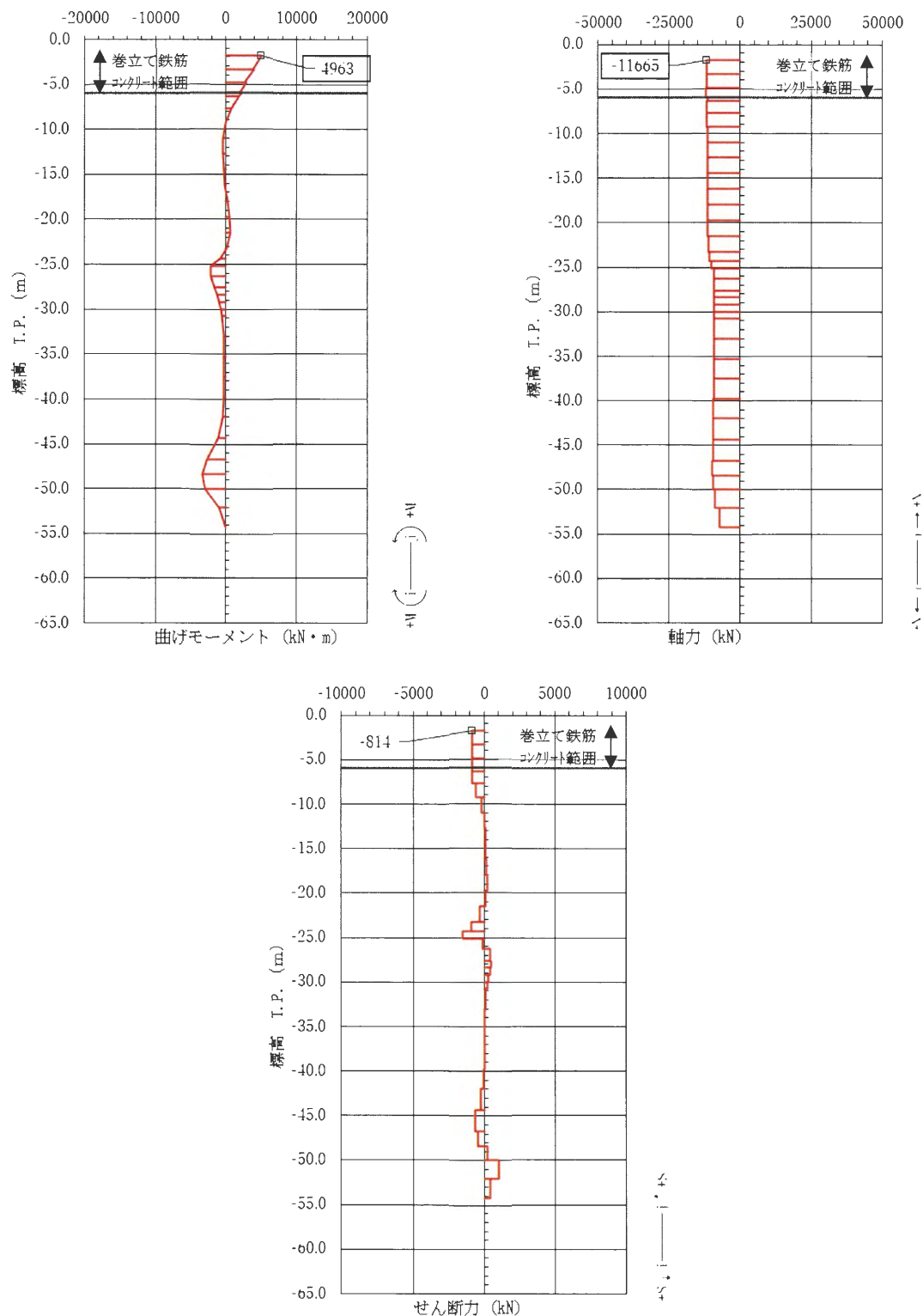


図 3.2-65 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 東側)

(S_s-D1 [H-, V-] $t=53.95$ s)

(地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

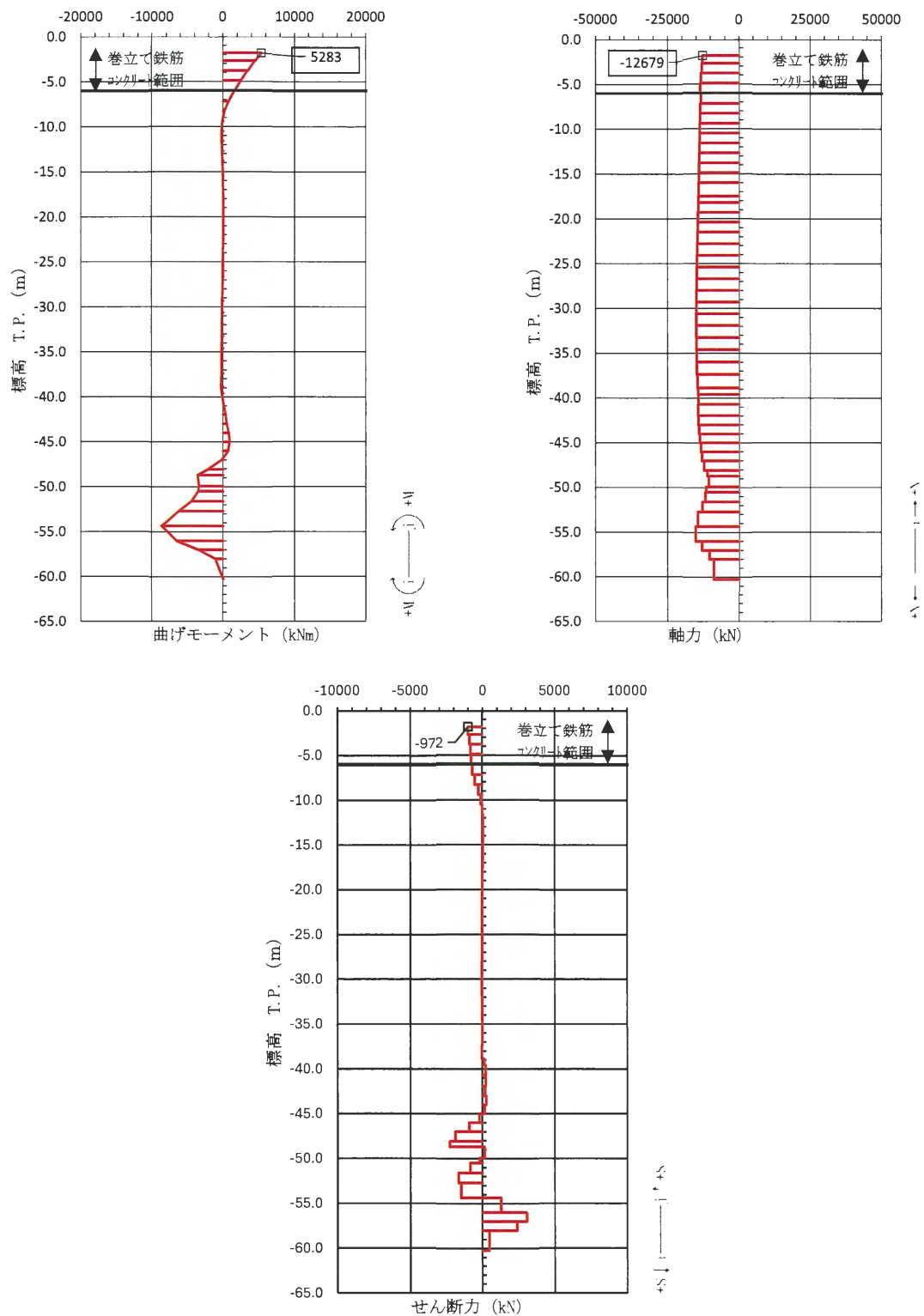


図 3.2-66 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 東側)

($S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 8.85$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

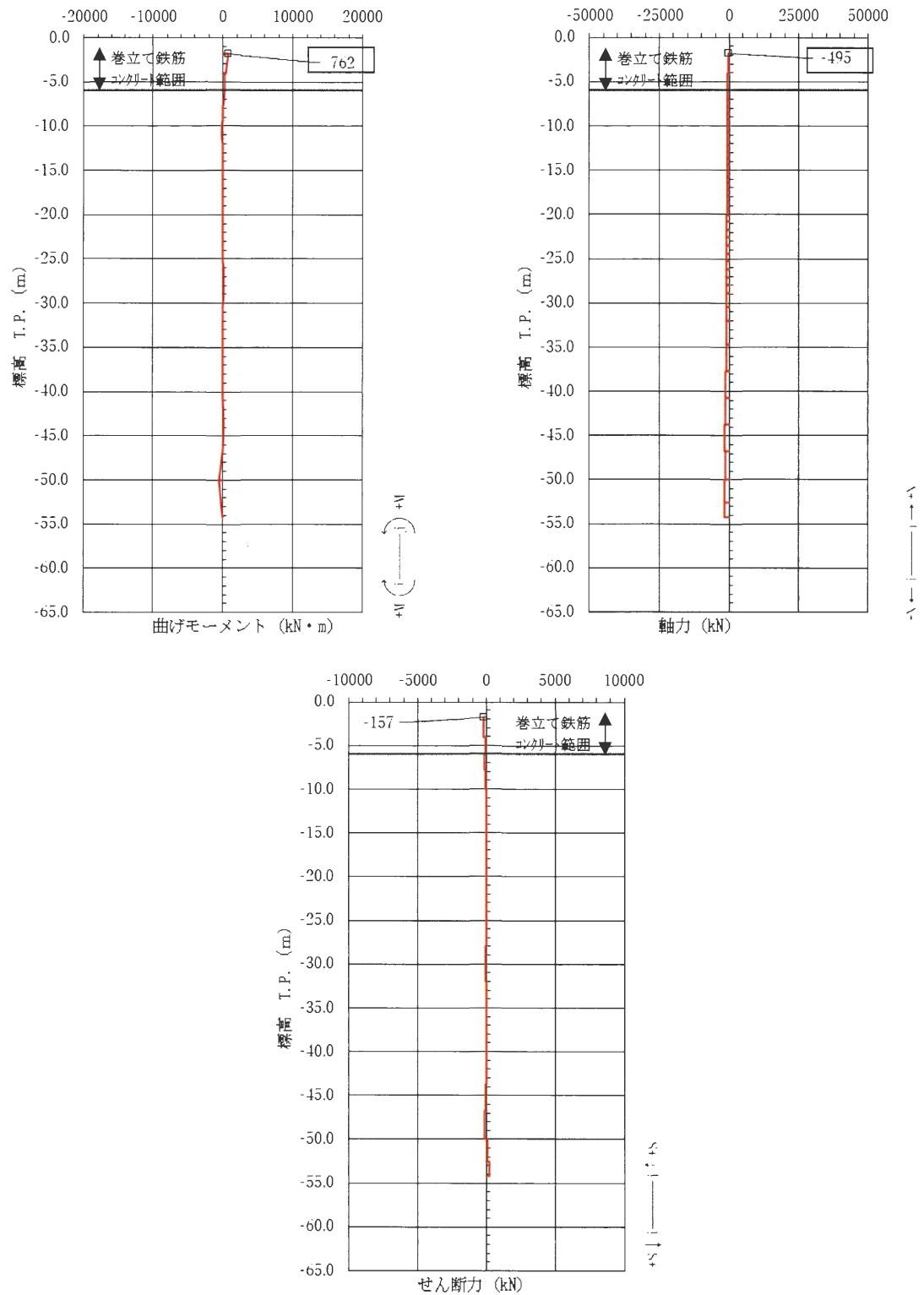


図 3.2-67 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 南基礎 端部)
 $(S_s - 31 \text{ [H+, V+]} \text{ } t = 9.13 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

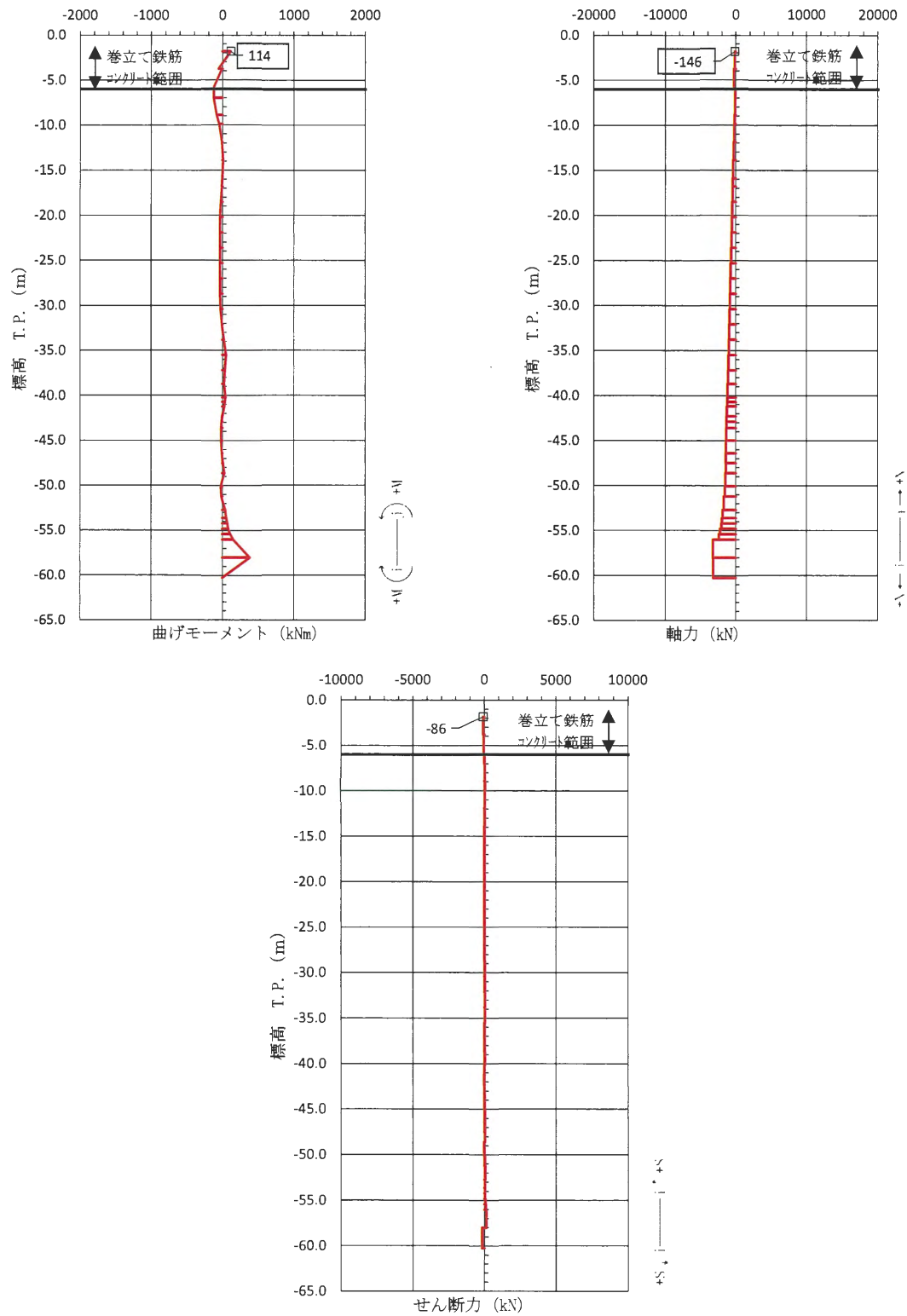


図 3.2-68 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 北基礎 端部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 9.50 \text{ s})$
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

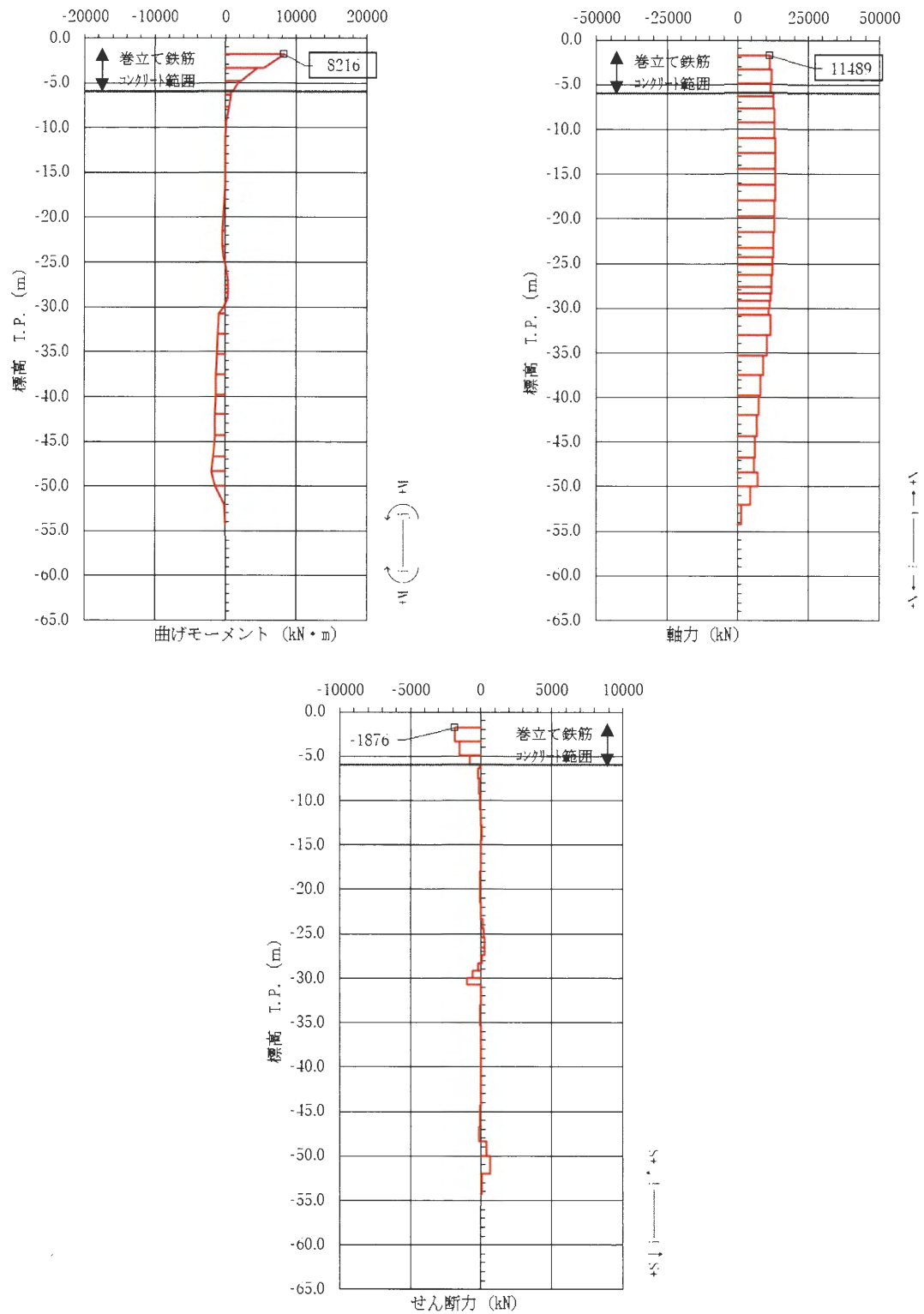


図 3.2-69 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 西側)

(S_s -D 1 [H-, V-] $t=26.96$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

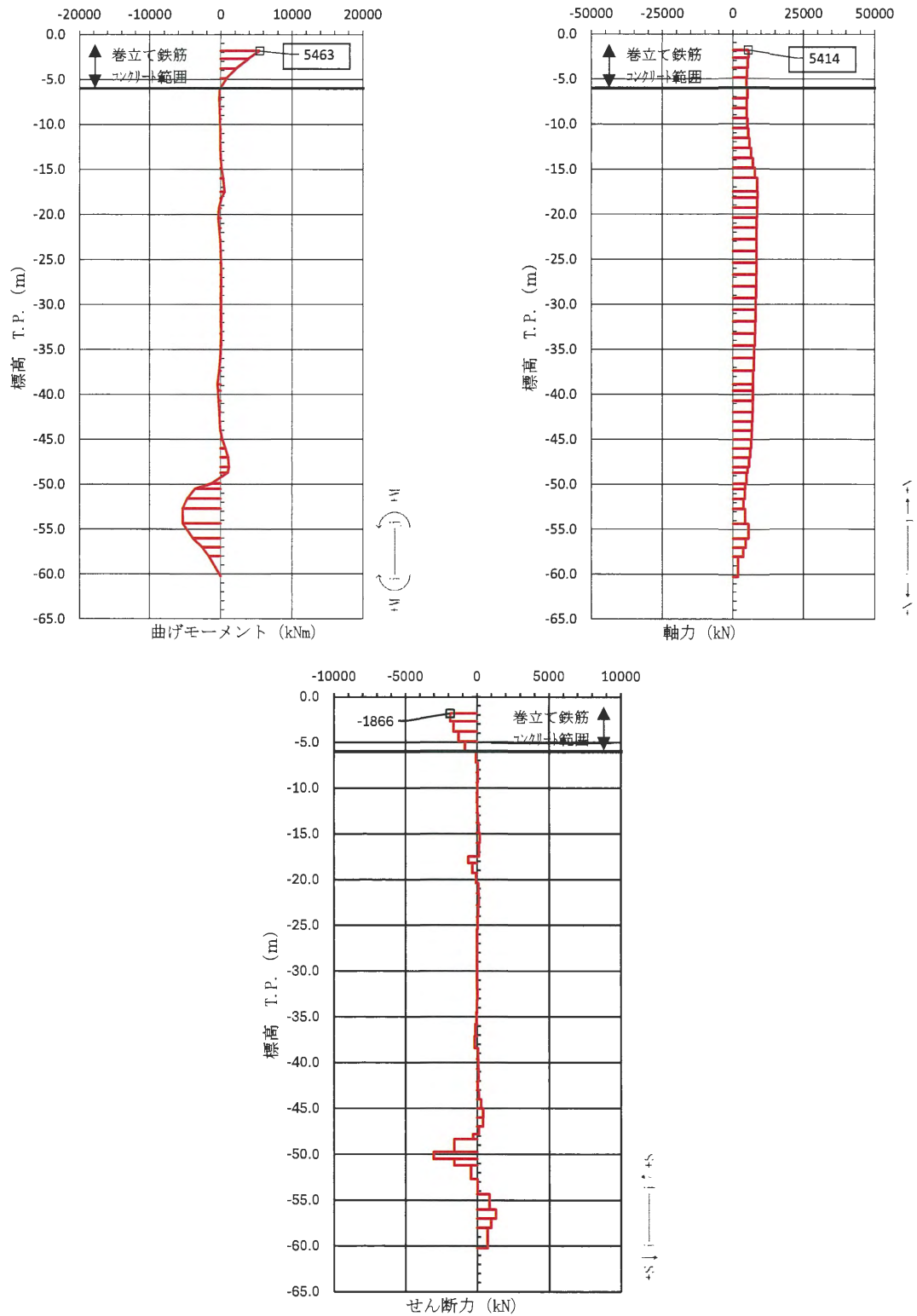


図 3.2-70 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 西側)
 $(S_s - 3.1 \text{ [H+, V+]} \text{ } t = 8.94 \text{ s})$
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(b) 巻立て鉄筋コンクリート部の曲げ軸力に対する評価結果

巻立て鉄筋コンクリート部の曲げ軸力に対する評価は、2次元有効応力解析によって得られる断面力に対して、仮想鉄筋コンクリート断面とした発生応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

巻立て鉄筋コンクリート部の評価は、図 3.2-71 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート部に対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリート部の名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。アルファベットは、Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリート部、Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリート部、Eが東側の巻立て鉄筋コンクリート部及びWが西側の巻立て鉄筋コンクリート部であることを示す。S及びNに付く数字は、南端の巻立て鉄筋コンクリート部を1として北に向かって昇順で設定し、北端の巻立て鉄筋コンクリート部を6とする。また、端部及び中間は、部材幅が異なることから区別する。末尾の番号が1及び6を端部、2～5を中間とする。

評価位置及び杭記号位置を図 3.2-71 に、巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 3.2-72 に示す。

表 3.2-57～表 3.2-64 に、2次元有効応力解析の検討ケース及びコンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力に対する照査値を示し、コンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力の照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-73～図 3.2-80 に示す。コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、北基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-3.1$ 〔H+, V+〕（地盤ケース④, ②-②断面）の0.13である。鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-D.1$ 〔H-, V-〕（地盤ケース④, ③-③断面）の0.20である。巻立て鉄筋コンクリート同様、照査値には十分な余裕があり、杭頭部への応力集中は見られず、工認設計モデルと比較しても同等程度以下の値となっている。鋼管杭頭部と同様、中実鉄筋コンクリートの荷重負担が増大し、巻立て鉄筋コンクリート部においても負担が軽減されていることが分かる。

巻立て鉄筋コンクリート部（杭頭接合部）を仮想鉄筋コンクリート断面に置き換え、許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、巻立て鉄筋コンクリート部（杭頭接合部）の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

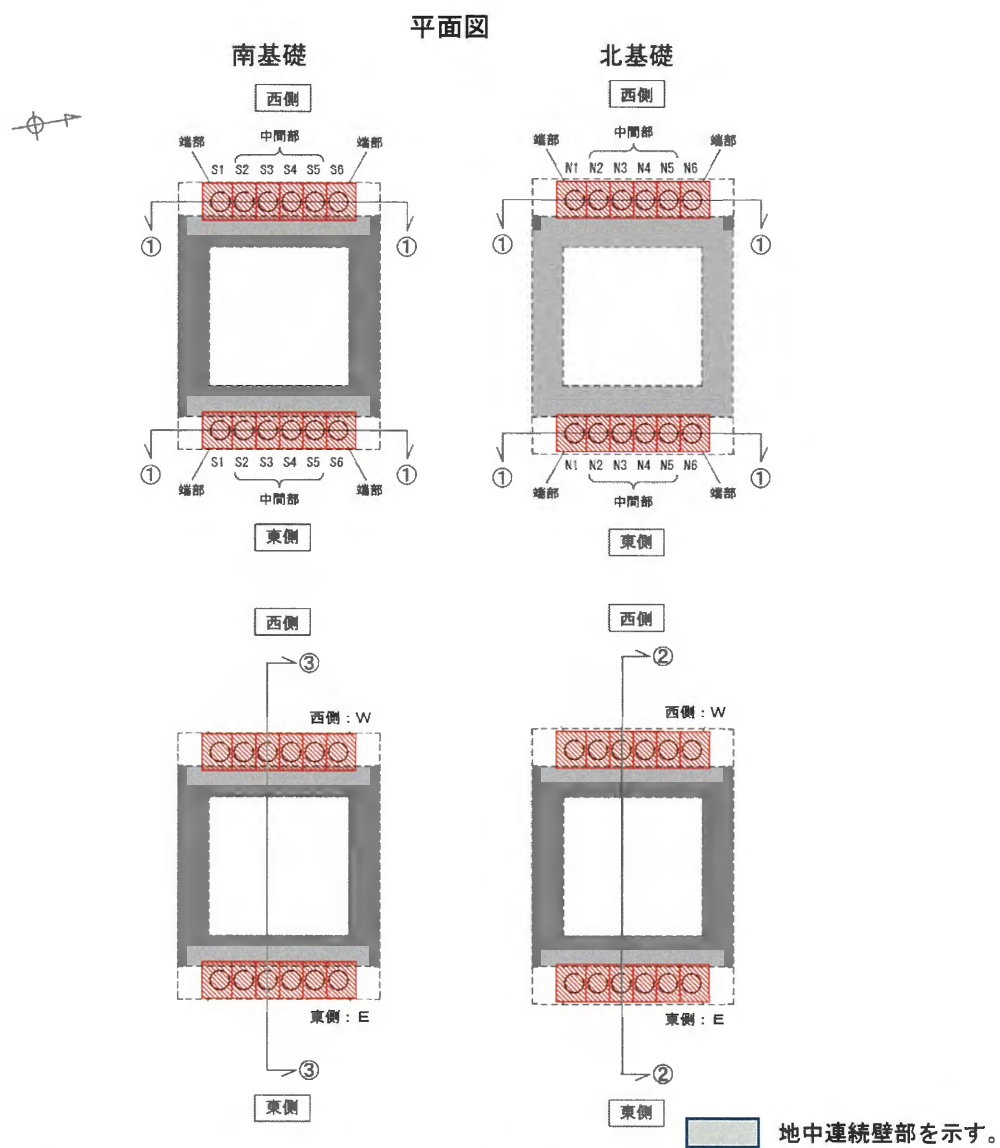
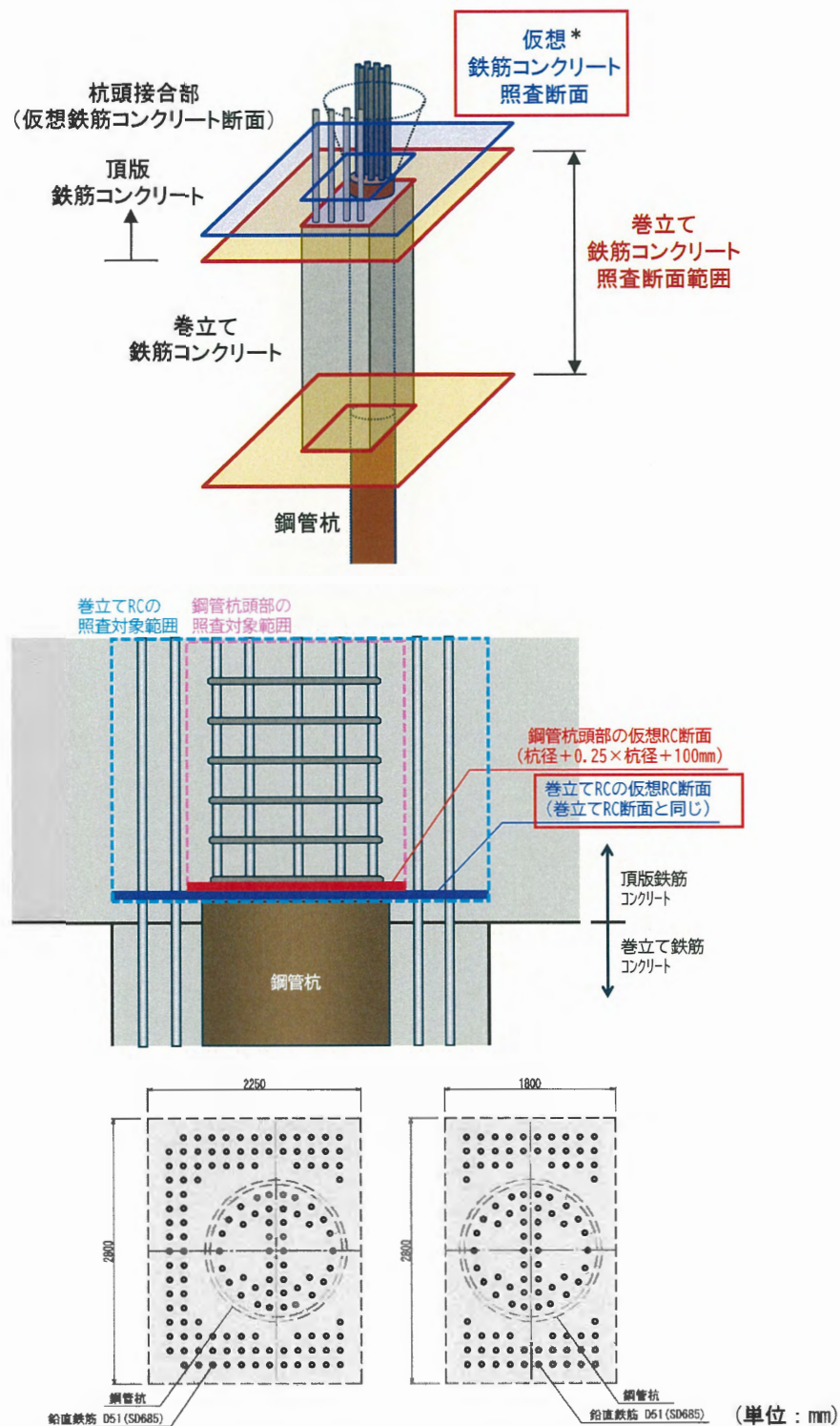


図 3.2-71 評価位置及び杭記号位置図（巻立て鉄筋コンクリート部）



* 仮想鉄筋コンクリート断面は「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」に基づいて設定

図 3.2-72 巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置

表 3.2-57 ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	-532	-989	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	S 5	375	-728	0.3	24	0.02
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	-607	-957	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	S 5	319	-780	0.3	24	0.02
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	762	-495	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	S 5	510	-679	0.4	24	0.02
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	-719	-1023	0.4	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	S 5	351	-692	0.3	24	0.02
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	-533	-984	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	S 5	371	-720	0.3	24	0.02
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	-609	-951	0.3	24	0.02
		中間部	2800	1800	1275	S 5	315	-769	0.3	24	0.02

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-71 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-58 ①-①断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			杭 記号	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	524	-989	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	N 5	334	-785	0.3	24	0.02
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	535	-1021	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	N 5	332	-827	0.3	24	0.02
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	511	-949	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	N 5	327	-754	0.3	24	0.02
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	524	-1036	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	N 5	331	-800	0.3	24	0.02
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	519	-1000	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	N 5	329	-792	0.3	24	0.02
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	525	-1021	0.2	24	0.01
		中間部	2800	1800	1275	N 5	329	-817	0.3	24	0.02

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-71 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-59 ③-③断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	5173	-10342	2.6	24	0.11
		西側	1800	2800	2300	-4598	-9008	2.3	24	0.10
ケース②	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	4875	-10280	2.5	24	0.11
		西側	1800	2800	2300	-4353	-9037	2.2	24	0.10
ケース③	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	5542	-10678	2.7	24	0.12
		西側	1800	2800	2300	-4619	-9475	2.3	24	0.10
ケース④	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	4963	-11665	2.7	24	0.12
		西側	1800	2800	2300	-4731	-8950	2.3	24	0.10
ケース⑤	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	4123	-12194	2.4	24	0.10
		西側	1800	2800	2300	-3440	-10269	2.0	24	0.09
ケース⑥	S_1-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	4665	-9752	2.4	24	0.10
		西側	1800	2800	2300	-3244	-10381	2.1	24	0.09

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-71 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-60 ②-②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_1-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	4783	-12902	2.8	24	0.12
		西側	1800	2800	2375	-2876	-5185	1.4	24	0.06
ケース②	S_1-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	4639	-12611	2.7	24	0.12
		西側	1800	2800	2375	-2609	-4404	1.2	24	0.05
ケース③	S_1-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	4904	-12863	2.8	24	0.12
		西側	1800	2800	2375	-2722	-4860	1.3	24	0.06
ケース④	S_1-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	5283	-12679	2.9	24	0.13
		西側	1800	2800	2375	-2789	-5044	1.3	24	0.06
ケース⑤	S_1-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	4707	-12883	2.8	24	0.12
		西側	1800	2800	2375	-2876	-5191	1.4	24	0.06
ケース⑥	S_1-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	4525	-12716	2.7	24	0.12
		西側	1800	2800	2375	-2612	-4411	1.2	24	0.05

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-71 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-61 ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	587	-550	3	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	S 5	375	-728	2	600	0.01
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	-607	-957	1	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	S 5	319	-780	1	600	0.01
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	762	-495	4	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	S 5	510	-679	4	600	0.01
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	593	-488	3	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	S 5	351	-681	1	600	0.01
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	585	-541	3	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	S 5	371	-720	2	600	0.01
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	S 6	-609	-951	2	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	S 5	315	-769	1	600	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-71 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-62 ①-①断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			杭 記号	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	524	-989	1	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	N 5	334	-785	1	600	0.01
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	535	-1021	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	N 5	332	-827	1	600	0.01
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	511	-949	1	600	0.01
		中間部	2800	1800	1275	N 5	327	-754	1	600	0.01
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	524	-1036	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	N 5	331	-800	1	600	0.01
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	518	-1000	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	N 5	329	-792	1	600	0.01
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	端部	2800	2250	1875	N 6	525	-1021	0	600	0.00
		中間部	2800	1800	1275	N 5	329	-817	1	600	0.01

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 評価位置及び杭記号位置は図 3.2-71 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-63 ③-③断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	-4007	5929	60	600	0.10
		西側	1800	2800	2300	6730	10312	103	600	0.18
ケース②	S_e-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	-4018	5769	60	600	0.10
		西側	1800	2800	2300	7078	8971	99	600	0.17
ケース③	S_e-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	-4182	6411	64	600	0.11
		西側	1800	2800	2300	7415	10210	108	600	0.18
ケース④	S_e-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	-4604	6825	69	600	0.12
		西側	1800	2800	2300	8216	11489	120	600	0.20
ケース⑤	S_e-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	-4587	6858	48	600	0.08
		西側	1800	2800	2300	5067	11401	64	600	0.11
ケース⑥	S_e-D1 (H-, V-)	東側	1800	2800	2300	-4655	6858	70	600	0.12
		西側	1800	2800	2300	5219	10784	93	600	0.16

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-71 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-64 ②-②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
ケース①	S_e-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	-2042	2979	30	600	0.05
		西側	1800	2800	2375	5264	5337	66	600	0.11
ケース②	S_e-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	-1917	2788	29	600	0.05
		西側	1800	2800	2375	5009	4229	58	600	0.10
ケース③	S_e-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	-2135	3158	32	600	0.06
		西側	1800	2800	2375	5161	4748	62	600	0.11
ケース④	S_e-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	-2139	3130	32	600	0.06
		西側	1800	2800	2375	5463	5414	67	600	0.12
ケース⑤	S_e-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	-2039	2974	30	600	0.05
		西側	1800	2800	2375	4950	4949	61	600	0.11
ケース⑥	S_e-31 (H+, V+)	東側	1800	2800	2375	-1908	2802	29	600	0.05
		西側	1800	2800	2375	4634	3793	53	600	0.09

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
 評価位置は図 3.2-71 に示す。
 ハッチ部は最大照査値を示す。

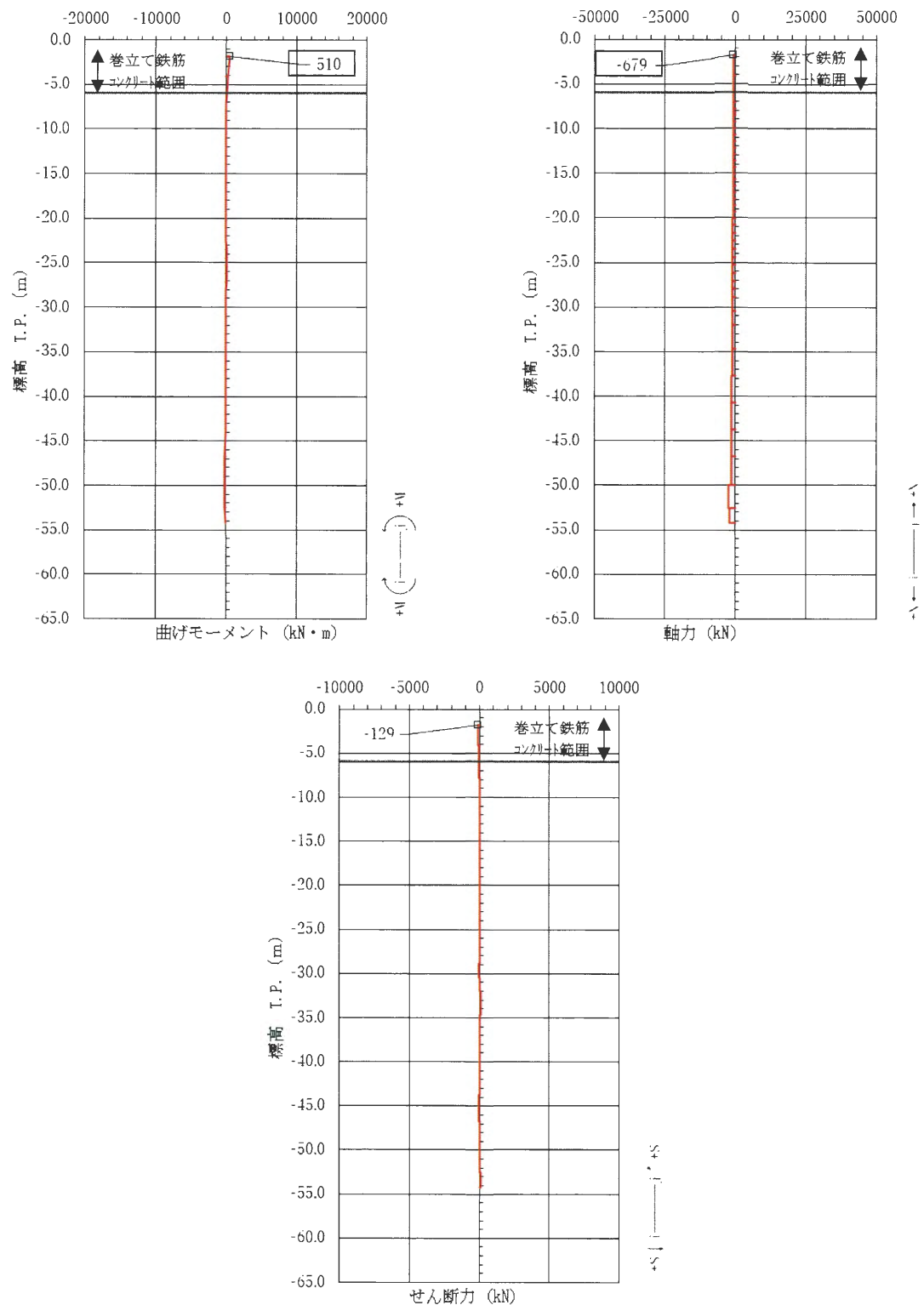
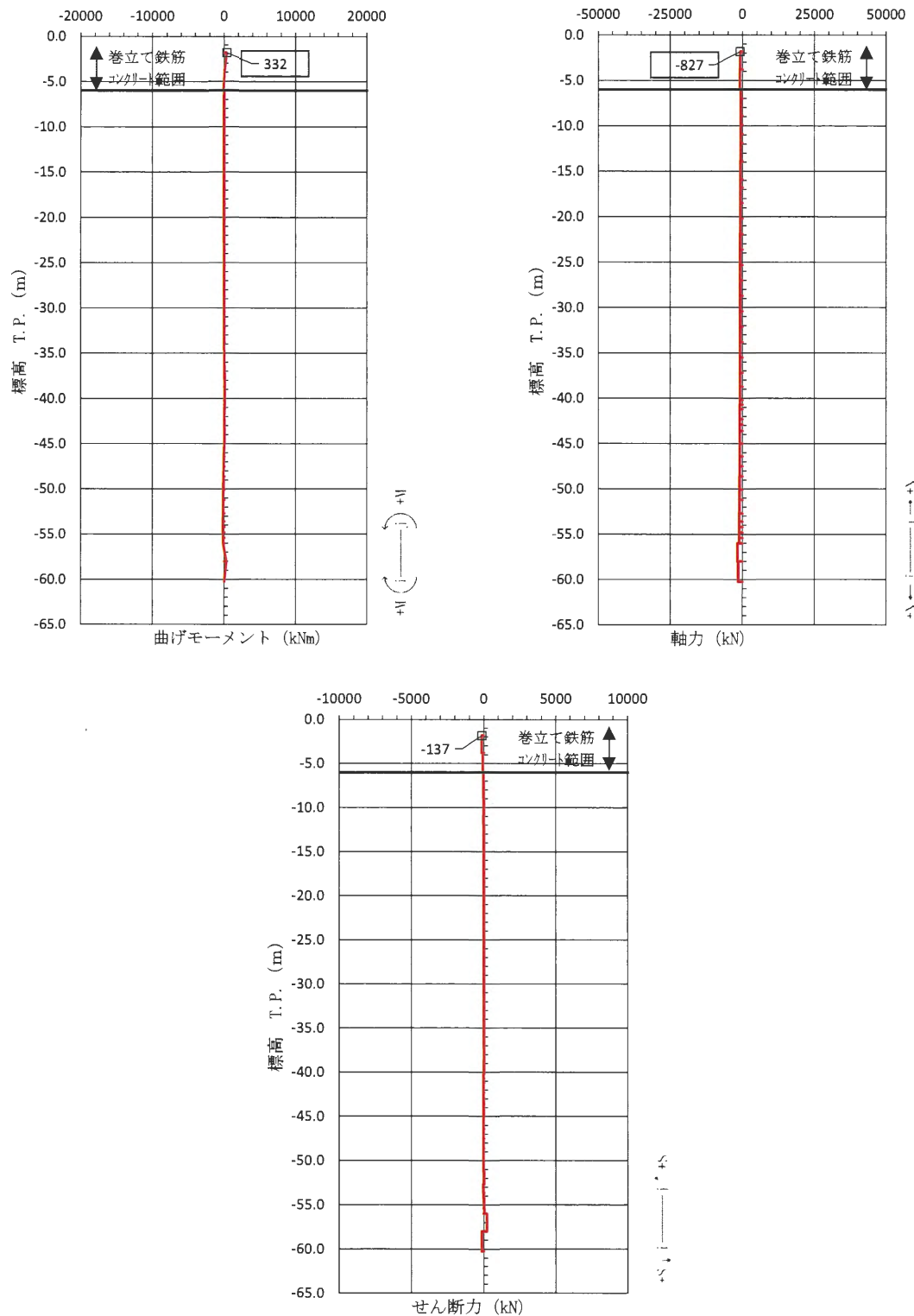


図 3.2-73 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 南基礎 中間部)
 ($S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 9.13$ s)
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)



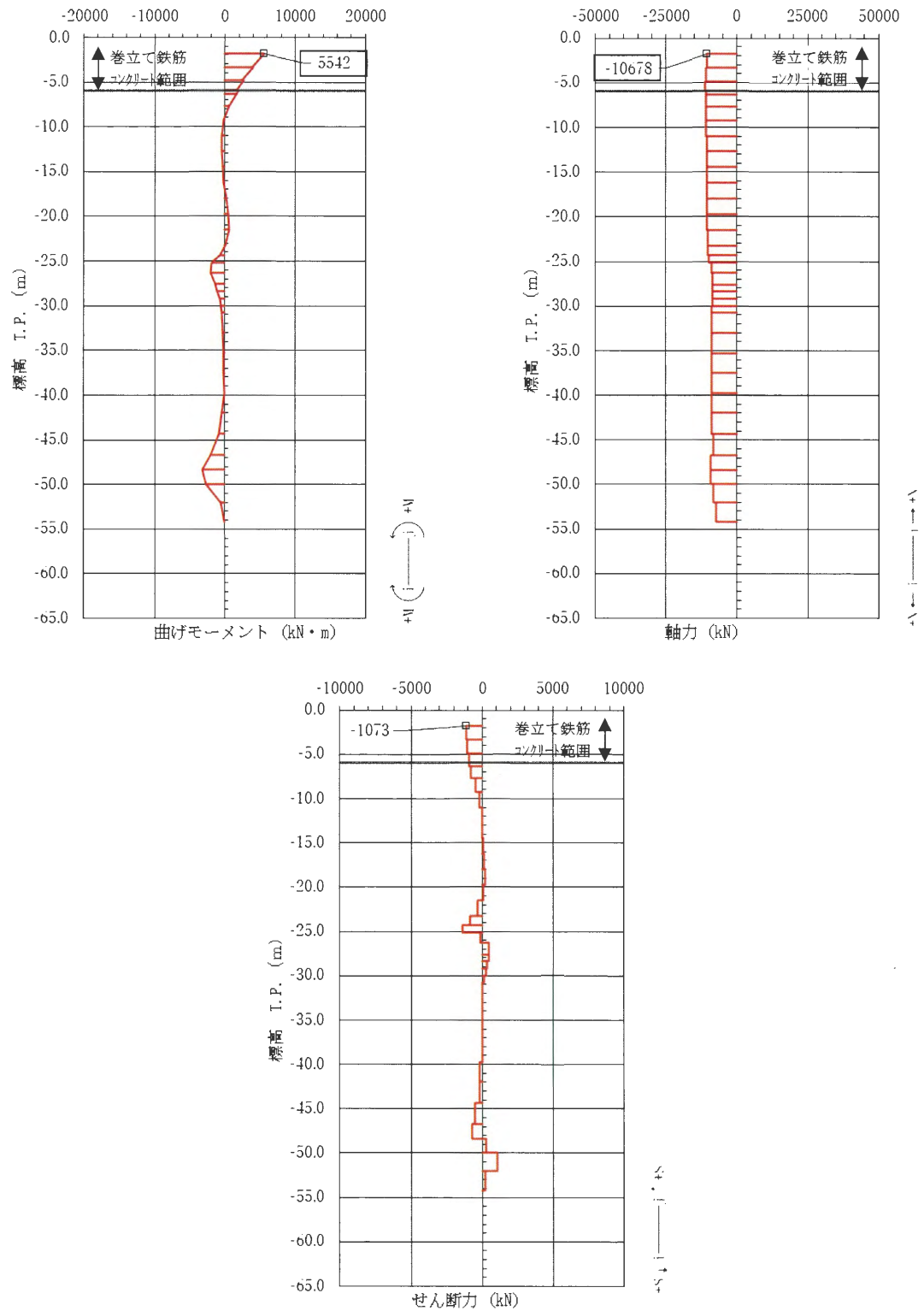


図 3.2-75 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 東側)
 (S_s-D1 [H-, V-] t=60.51 s)
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

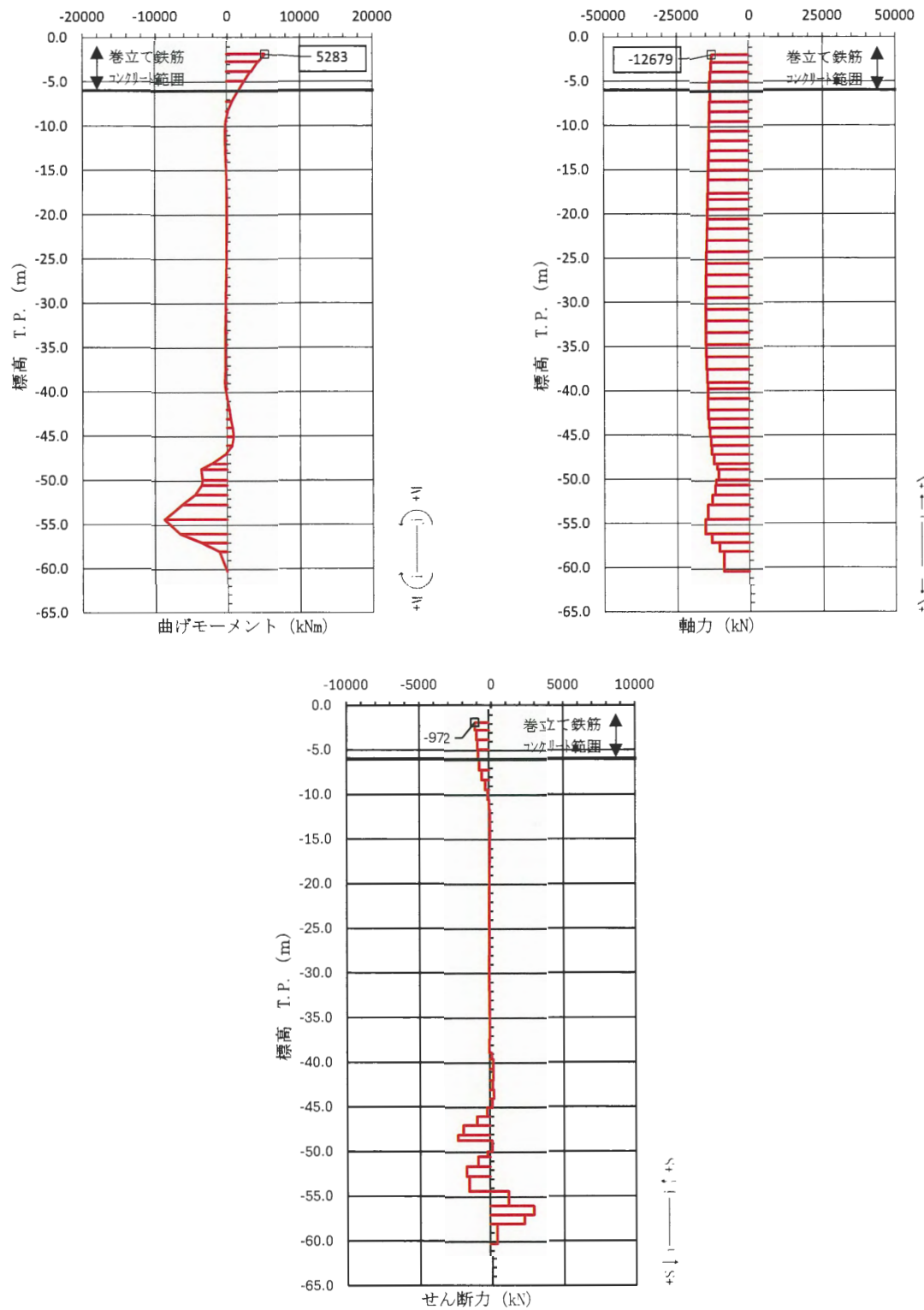


図 3.2-76 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 東側)

($S_s - 31$ [H+, V+] $t = 8.85$ s)

(地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

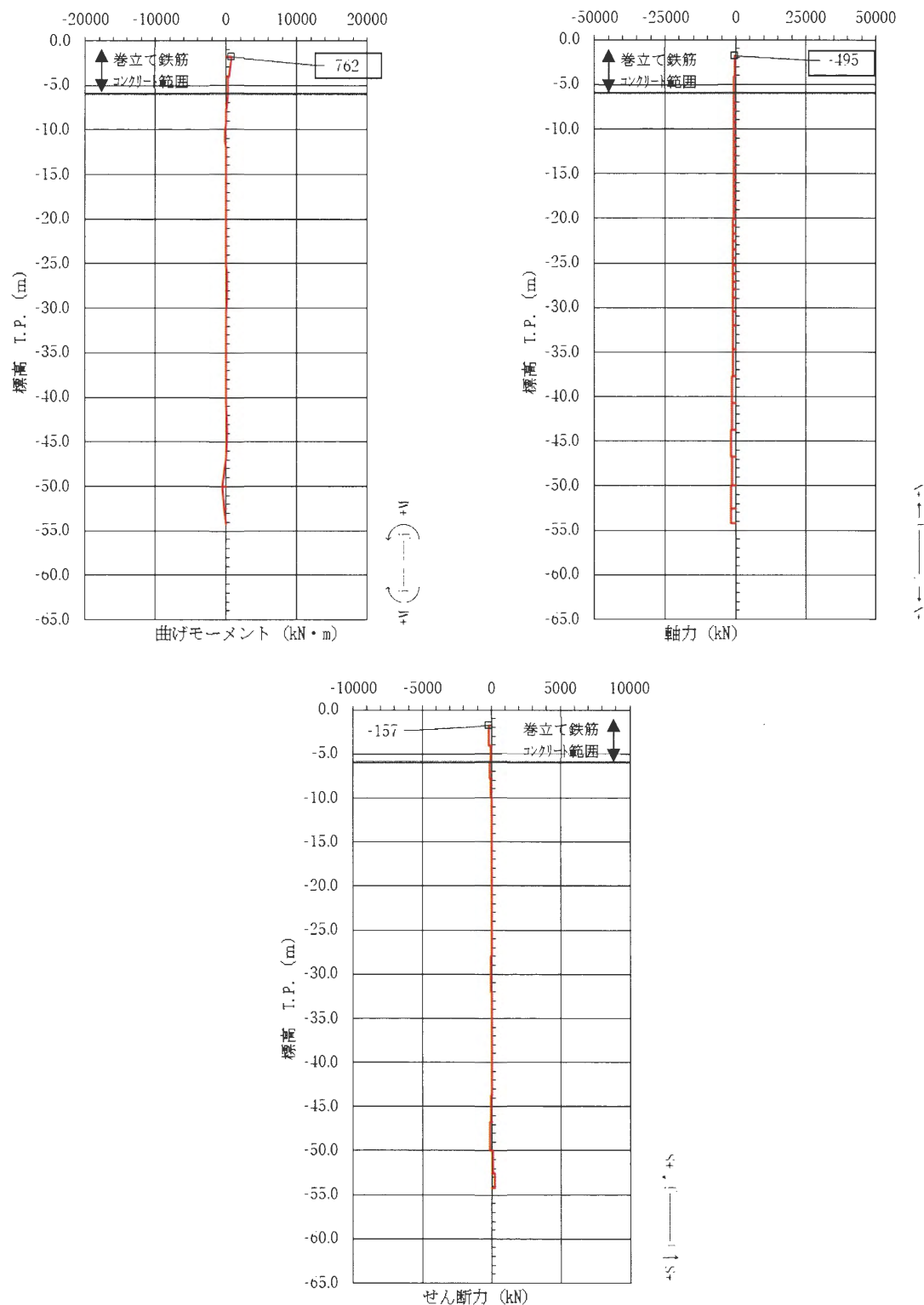


図 3.2-77 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 南基礎 端部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 9.13 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

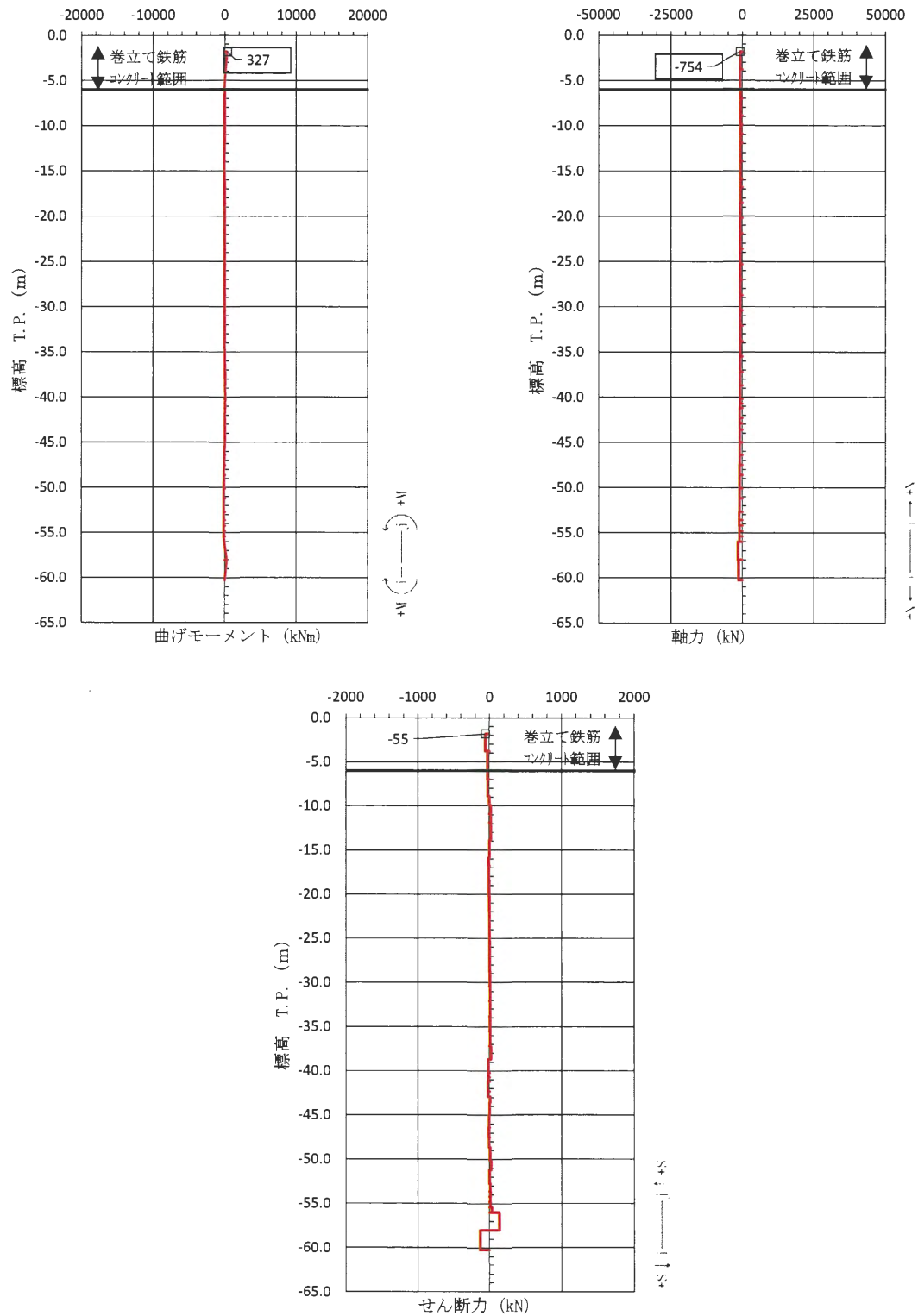


図 3.2-78 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (①-①断面, 北基礎 中間部)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] \quad t = 9.65 \text{ s})$
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

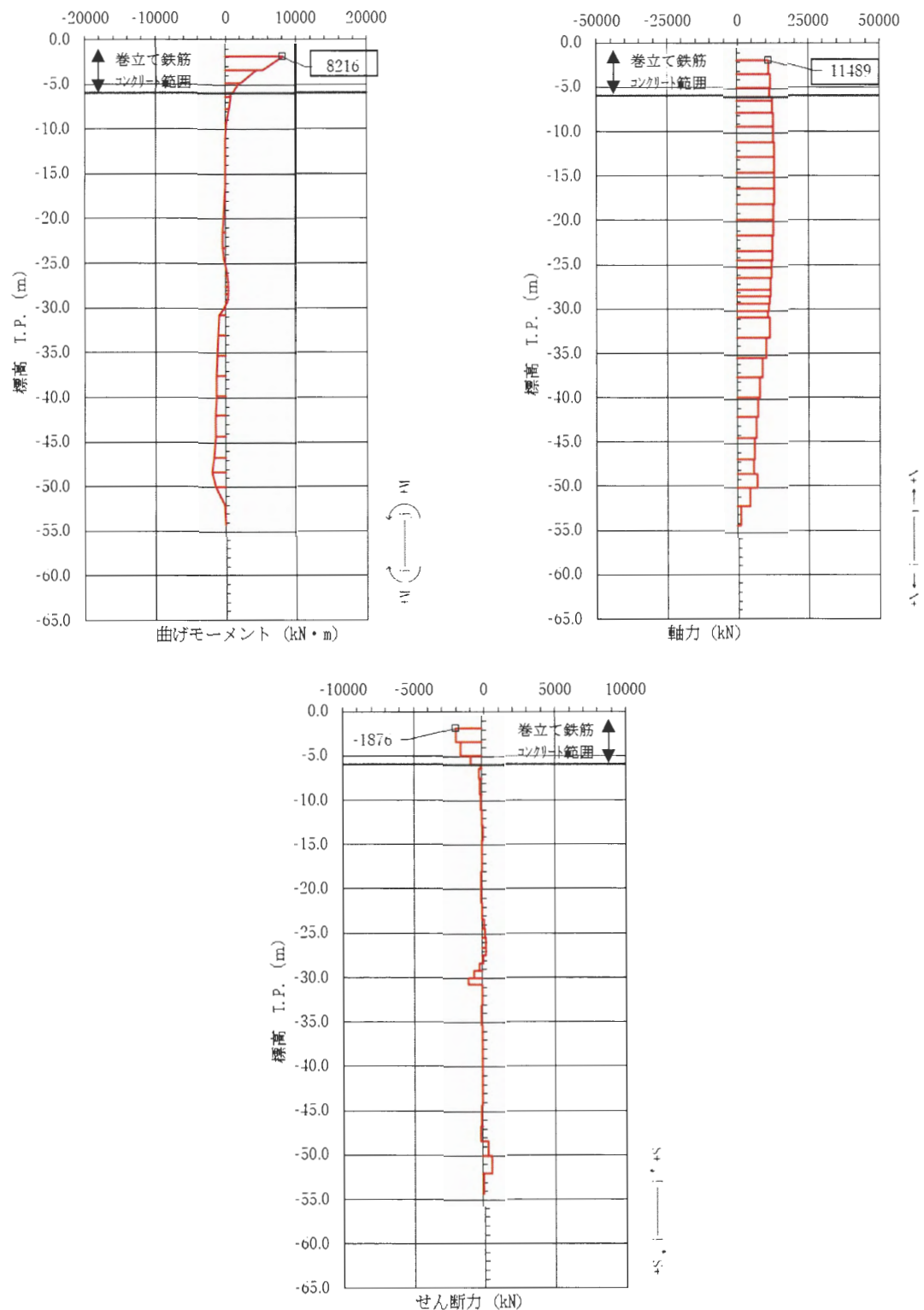


図 3.2-79 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 西側)

(S_s-D1 [H-, V-] $t=26.96$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

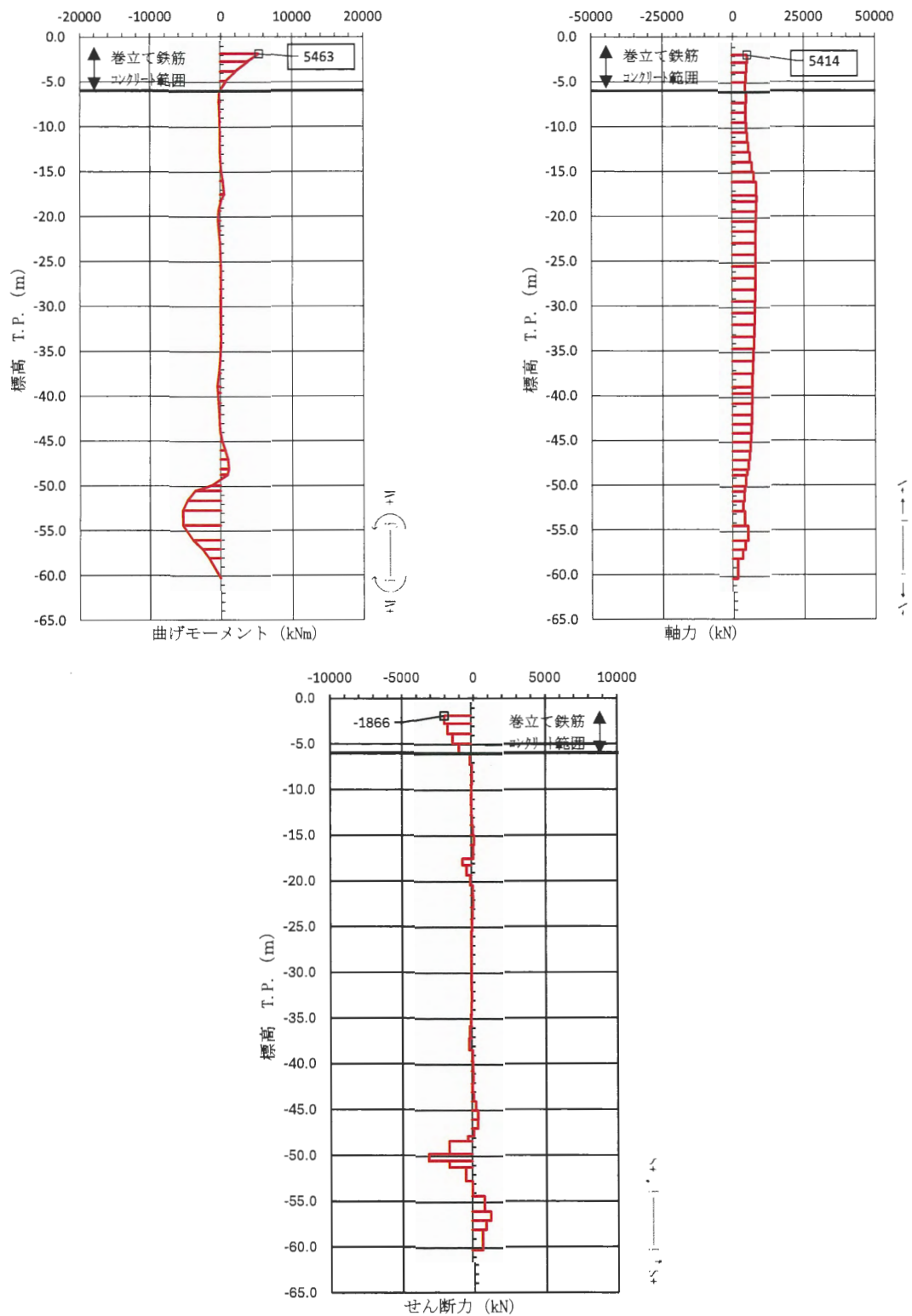


図 3.2-80 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 西側)

($S_s - 31$ [H+, V+] $t = 8.94$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

e. 頂版鉄筋コンクリート

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

頂版鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する評価は、2次元有効応力解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

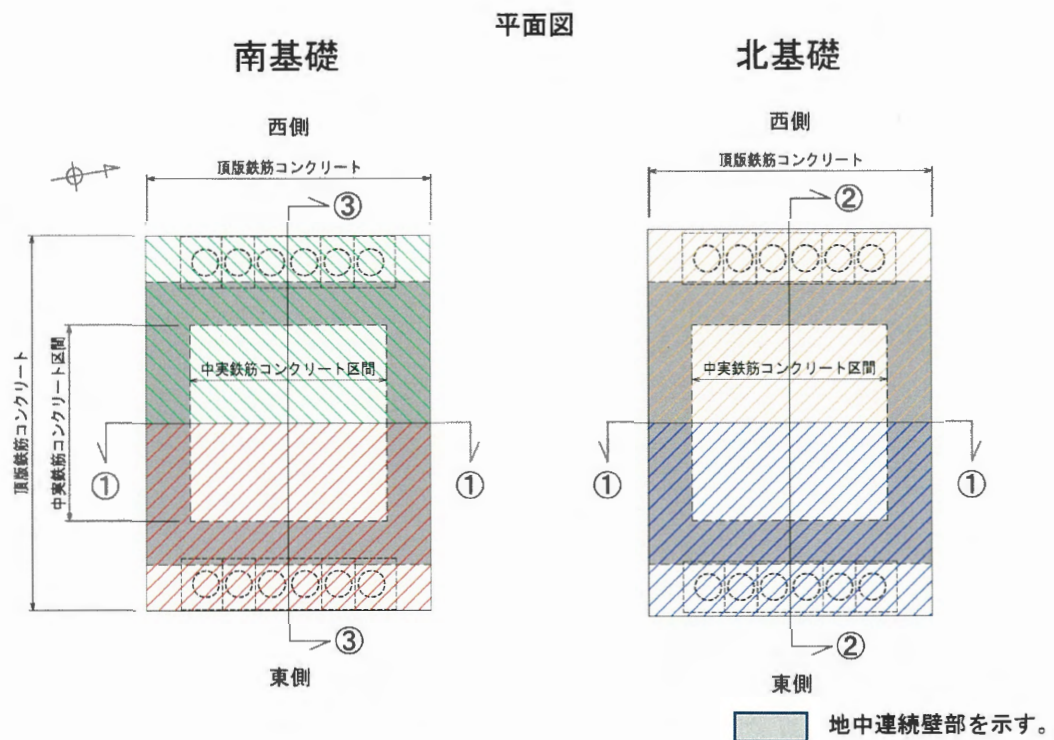
頂版鉄筋コンクリートの評価は、図 3.2-81 に示す評価位置に対して行う。

表 3.2-65～表 3.2-68 に、2次元有効応力解析の検討ケース及びコンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力に対する照査値を示す。なお、①-①断面については、地中連続壁部を考慮することにより曲げモーメントが生じる張出し部が無くなるため、曲げ軸力照査の対象外とする。

評価位置を図 3.2-81 に、コンクリートの曲げ軸力及び鉄筋の曲げ軸力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-82～図 3.2-85 に示す。コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-D1$ [H-, V-] (地盤ケース④, ③-③断面) の 0.08 である。鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-D1$ [H-, V-] (地盤ケース②, ③-③断面) の 0.17 である。工認設計モデルでは、北基礎の鉄筋の曲げ軸力に対する照査値が鋼製防護壁基礎の全部材を通して最大であったが、地中連続壁部の残置を考慮することで支間長が短縮され、工認設計モデルの照査値に比べて大きく低減したため、北基礎における最大照査値は中実鉄筋コンクリートのせん断力に移行している。

頂版鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。この領域分割は、以降で示す照査表において堤軸直交方向のコンクリート及び鉄筋の曲げ軸力照査の評価位置を明確にするためのものである。

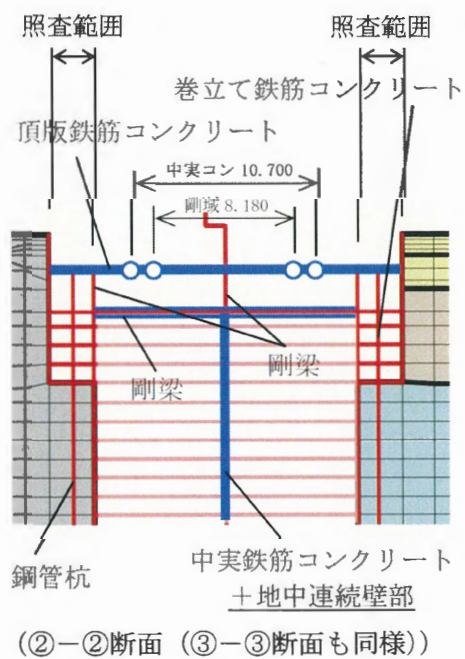


図 3.2-81 評価位置図 (頂版鉄筋コンクリート)

表 3.2-65 ③-③断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		鉄筋仕様	発生断面力		有効高 d (mm)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
ケース①	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	73532	-20545	4740	1.6	24	0.07
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	92973	12936	4740	1.3	24	0.06
ケース②	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	69487	-22686	4740	1.5	24	0.07
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	93007	13012	4740	1.3	24	0.06
ケース③	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	80070	-21986	4740	1.7	24	0.08
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	95252	13607	4740	1.4	24	0.06
ケース④	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	86773	-19581	4740	1.9	24	0.08
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	94807	12674	4740	1.4	24	0.06
ケース⑤	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	61735	-4511	4740	1.3	24	0.06
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	94527	14836	4740	1.3	24	0.06
ケース⑥	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	63056	-4579	4740	1.4	24	0.06
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	97642	14626	4740	1.4	24	0.06

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様において、東側：(上) D51@300(7段)及び西側：(下) D51@180(2段)はSD685である。

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm（段数）

評価位置は図 3.2-81 に示す。ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-66 ②-②断面のコンクリートの曲げ軸力に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		鉄筋仕様	発生断面力		有効高 d (mm)	圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
ケース①	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	55313	4960	4740	1.1	24	0.05
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	57793	3891	4740	0.9	24	0.04
ケース②	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	49966	3403	4740	1.0	24	0.05
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	55812	3696	4740	0.8	24	0.04
ケース③	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	52507	4789	4740	1.0	24	0.05
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	58357	3957	4740	0.9	24	0.04
ケース④	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	57110	6434	4740	1.1	24	0.05
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	-58369	-11983	4515	1.0	24	0.05
ケース⑤	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	52035	4314	4740	1.0	24	0.05
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	58994	3998	4740	0.9	24	0.04
ケース⑥	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51@300 (2段) (下) D51@180 (2段)	46117	2569	4740	1.0	24	0.05
		東側	15500	5040	(上) D51@300 (7段) (下) D51@176.5 (2段)	57132	3907	4740	0.9	24	0.04

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様において、東側：(上) D51@300(7段)及び西側：(下) D51@180(2段)はSD685である。

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm（段数）

評価位置は図 3.2-81 に示す。ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-67 ③-③断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (南基礎)

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		鉄筋仕様	発生断面力		有効高 d (mm)	引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
ケース①	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	63505	9142	4740	96	600	0.16
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	92973	12936	4740	50	435	0.12
ケース②	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	61602	11072	4740	99	600	0.17
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	93007	13012	4740	50	435	0.12
ケース③	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	63516	8773	4740	95	600	0.16
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	95252	13607	4740	52	435	0.12
ケース④	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	72006	6130	4740	99	600	0.17
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	94807	12674	4740	51	435	0.12
ケース⑤	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	56742	12406	4740	97	600	0.17
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	94527	14836	4740	53	435	0.13
ケース⑥	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	54296	13226	4740	96	600	0.16
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	97609	14745	4740	54	435	0.13

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様 (引張鉄筋) において、東側：(上) D51φ300 (7段) 及び西側：(下) D51φ180 (2段) は SD685 である。

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-81 に示す。ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-68 ②-②断面の鉄筋の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値 (北基礎)

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状		鉄筋仕様	発生断面力		有効高 d (mm)	引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
ケース①	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	46255	10507	4740	80	600	0.14
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	57793	3891	4740	28	435	0.07
ケース②	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	43448	9421	4740	74	600	0.13
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	55759	3739	4740	27	435	0.07
ケース③	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	52639	5024	4740	73	600	0.13
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	58298	4083	4740	28	435	0.07
ケース④	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	57228	6788	4740	83	600	0.14
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	50911	3461	4740	25	435	0.06
ケース⑤	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	43961	10111	4740	76	600	0.13
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	56042	4028	4740	29	435	0.07
ケース⑥	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	(上) D51φ300 (2段) (下) D51φ180 (2段)	40951	8810	4740	69	600	0.12
		東側	15500	5040	(上) D51φ300 (7段) (下) D51φ176.5 (2段)	57156	4056	4740	28	435	0.07

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

鉄筋仕様 (引張鉄筋) において、東側：(上) D51φ300 (7段) 及び西側：(下) D51φ180 (2段) は SD685 である。

鉄筋仕様の表記：異形鉄筋径@水平間隔 mm (段数)

評価位置は図 3.2-81 に示す。ハッチ部は最大照査値を示す。

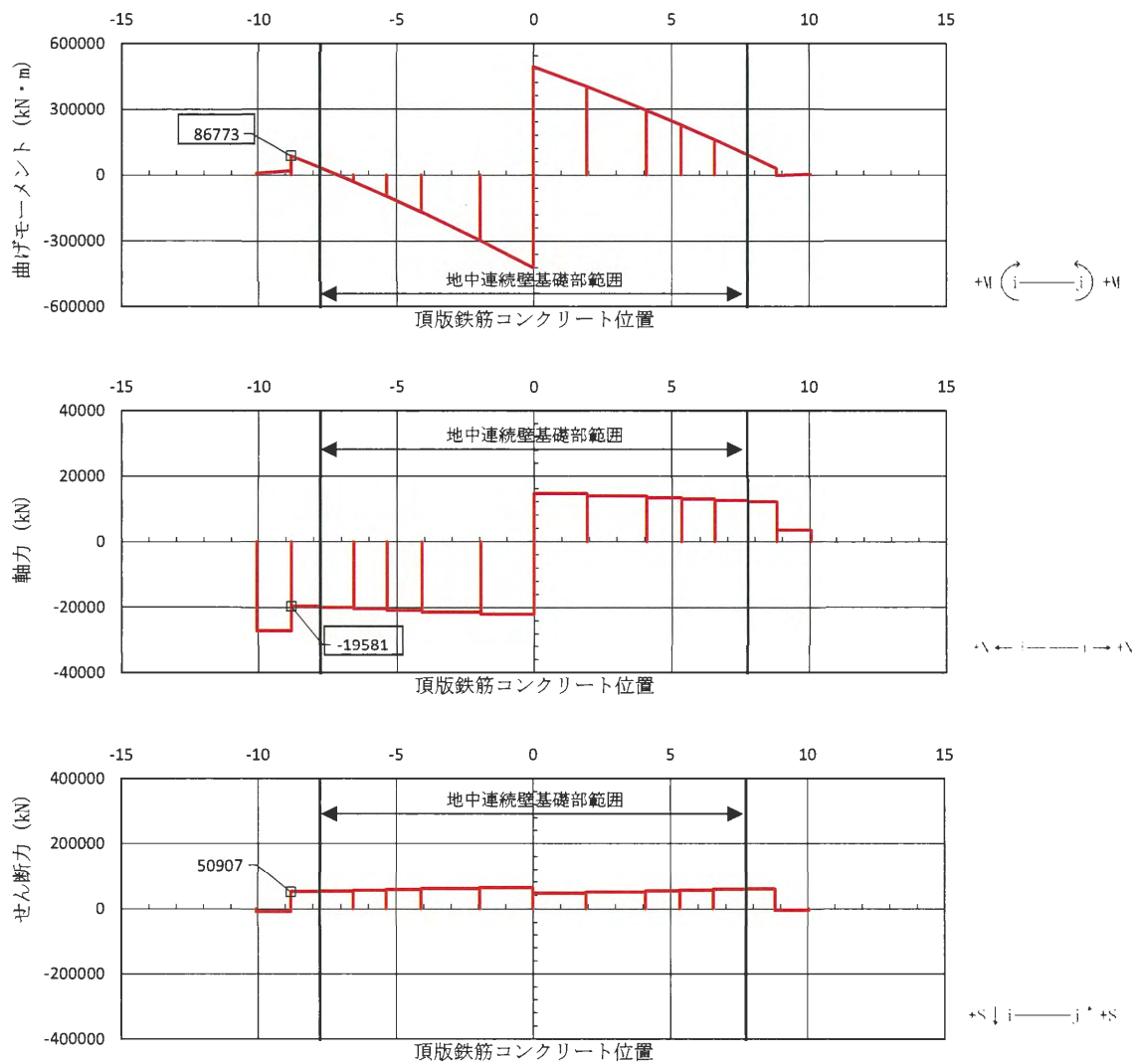


図 3.2-82 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 西側)
 $(S_s - D1 [H-, V-] t = 27.06 \text{ s})$
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

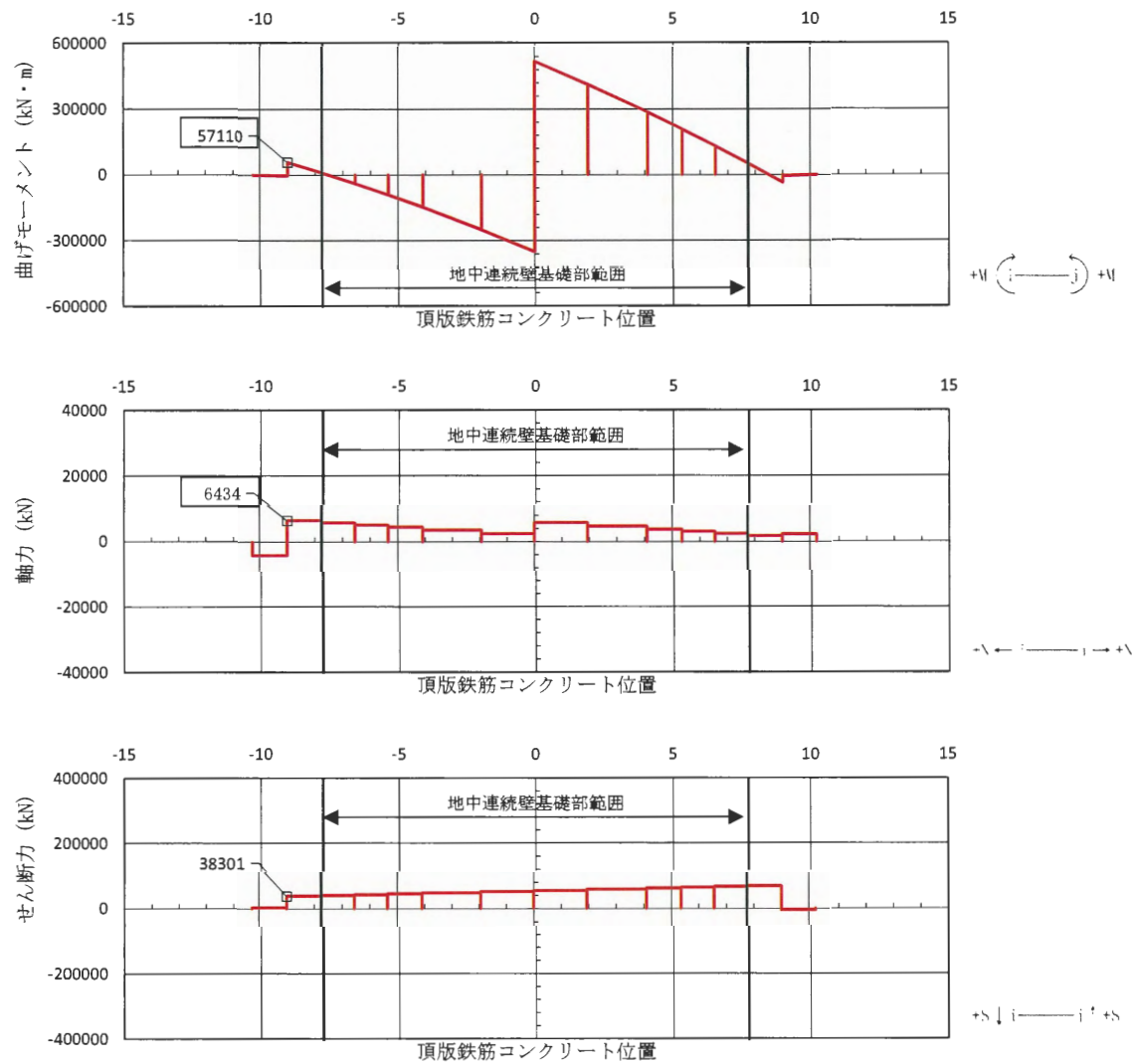


図 3.2-83 コンクリートの曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 西側)
 $(S_s - 3.1 [H+, V+] t = 8.95 \text{ s})$
 (地盤ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

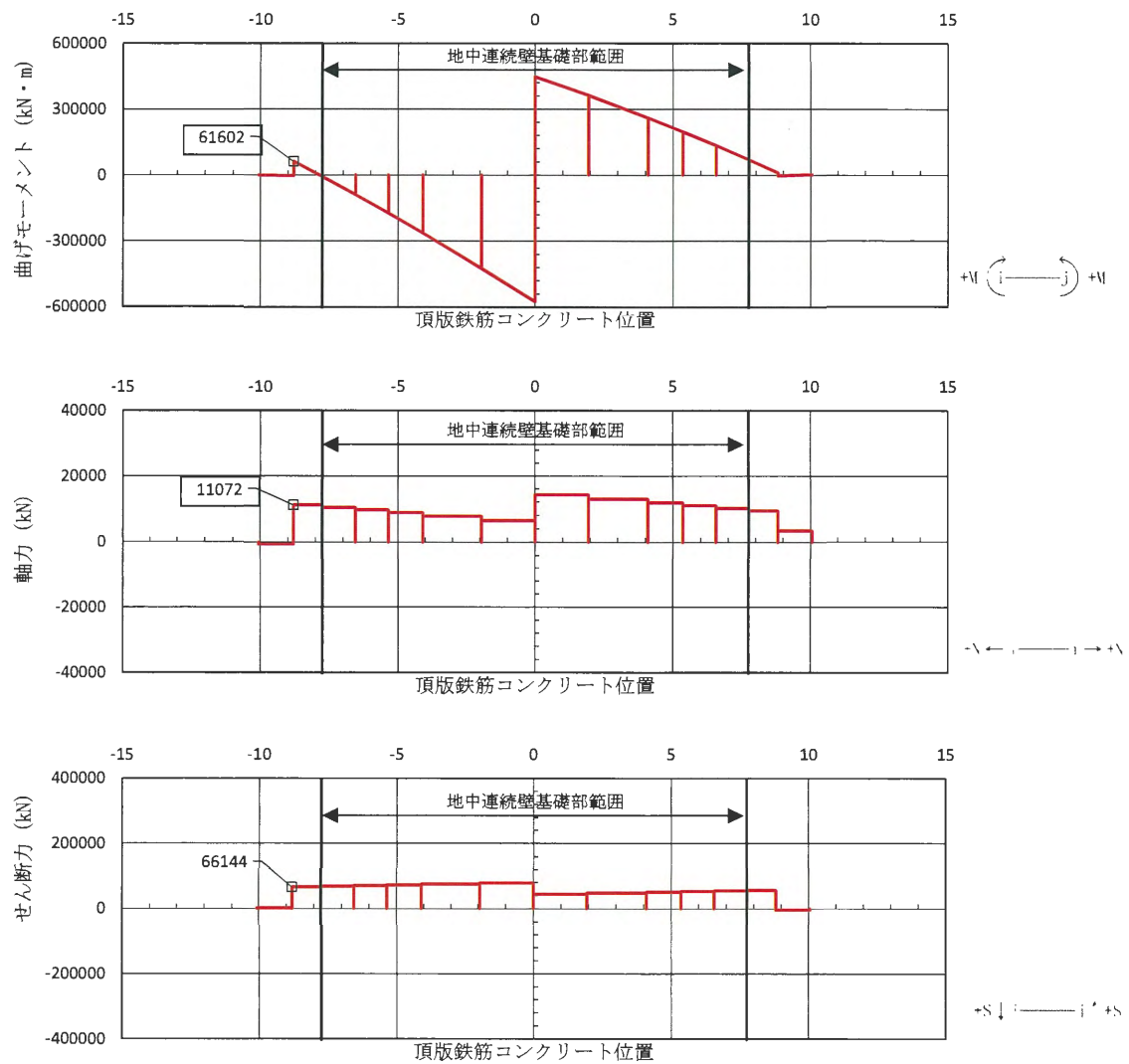


図 3.2-84 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 西側)
 $(S_s - D1 [H-, V-] t = 26.87 \text{ s})$
 (地盤ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

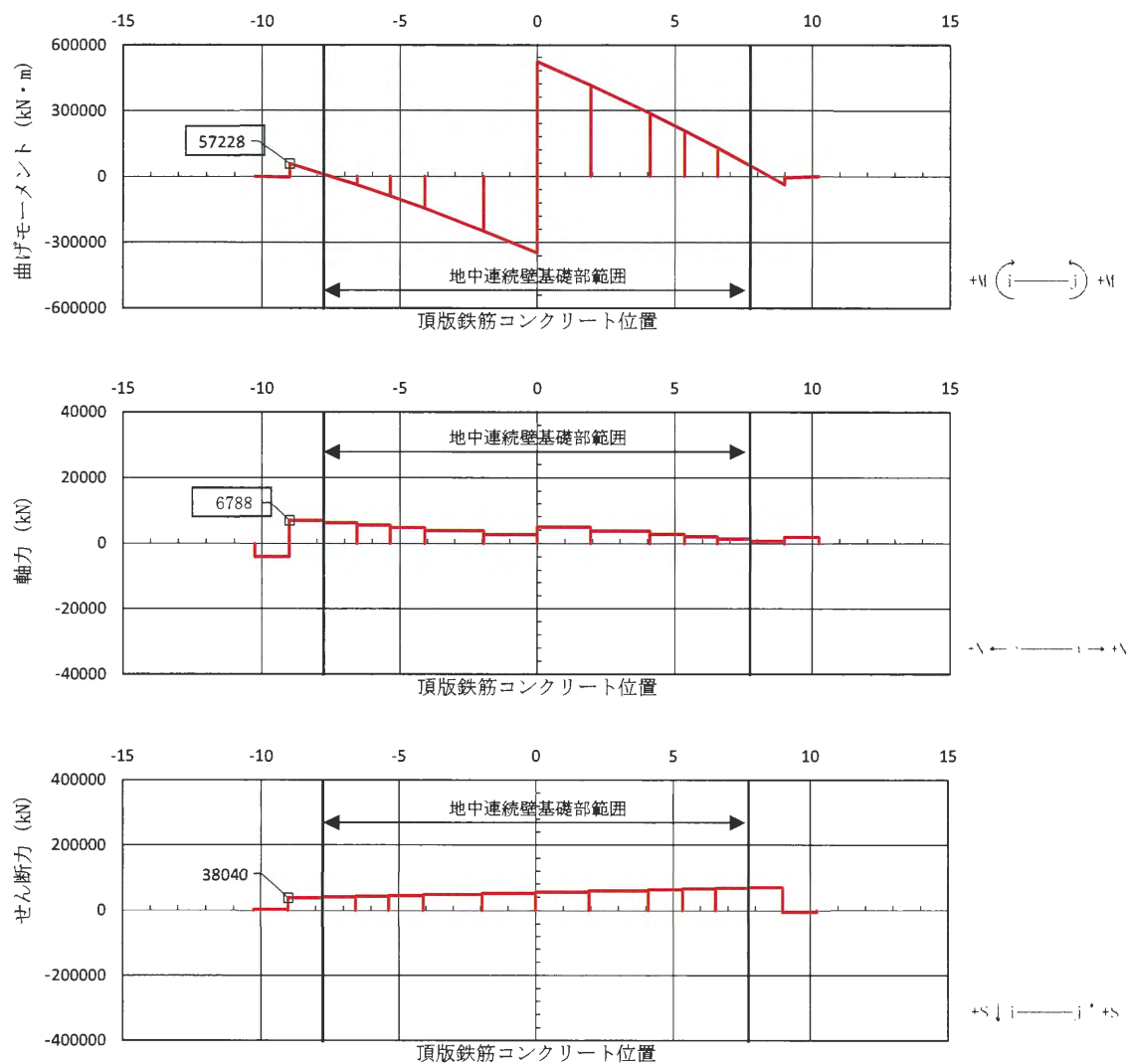


図 3.2-85 鉄筋の曲げ軸力照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 西側)

($S_s - 3.1$ [H+, V+] $t = 8.93$ s)

(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(b) せん断力に対する評価結果

頂版鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価は、2次元有効応力解析によって得られるせん断力を抽出し、鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ($V_{c,a}$) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ($V_{s,a}$) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。

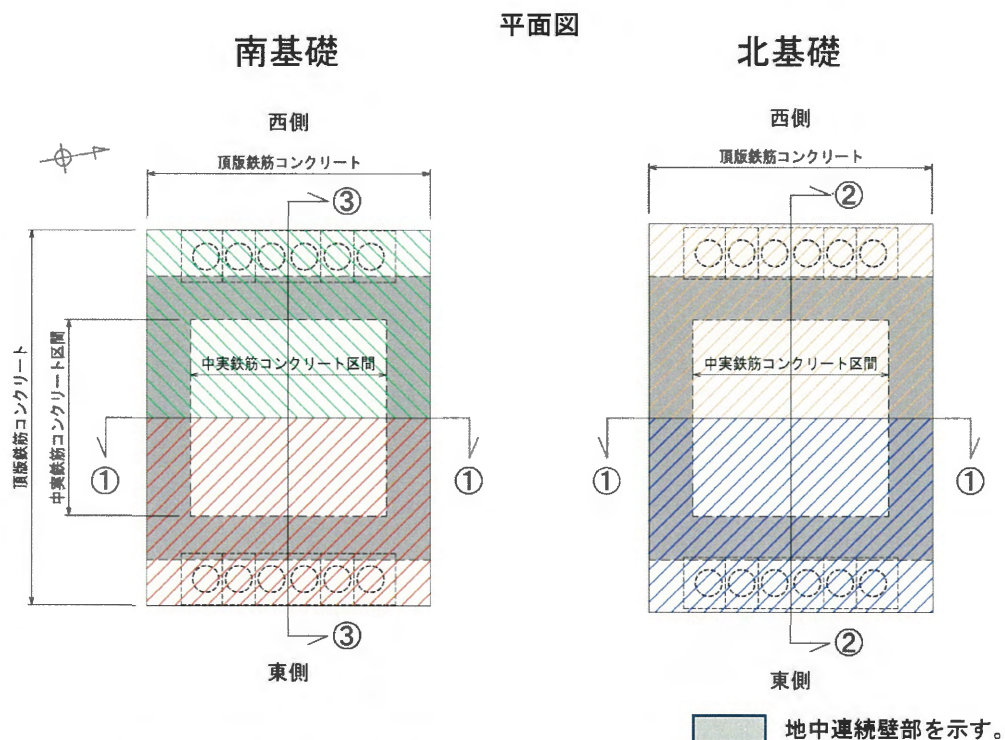
頂版鉄筋コンクリートの評価は、図 3.2-86 に示す評価位置図に対して行う。

表 3.2-69～表 3.2-70 に、2次元有効応力解析の検討ケース及び鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値を示す。なお、①-①断面については、地中連続壁部を考慮することによりせん断力が生じる支間部が無くなるため、せん断力に対する照査の対象外とする。

評価位置を図 3.2-86 に示し、鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査値が最も厳しくなる時刻の断面力を図 3.2-87～図 3.2-88 に示す。せん断力に対する最大照査値は、南基礎において入力地震動 S_s-D1 [H-, V-] (地盤ケース①, ③-③断面) の 0.17 である。曲げ軸力に対する照査同様、地中連続壁部の残置を考慮することで支間長が大幅に短縮され、照査値は工認設計モデルの $1/2$ 程度に低減し 0.20 以下に留まっている。

頂版鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、頂版鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。この領域分割は、以降で示す照査表において堤軸直交方向のせん断照査の評価位置を明確にするためのものである。

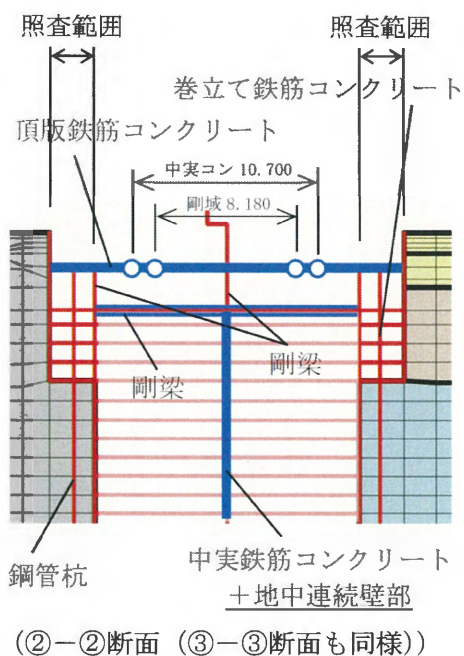


図 3.2-86 評価位置図（頂版鉄筋コンクリート）

表 3.2-69 ③-③断面のせん断に対する検討ケースと照査値（南基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d' (mm)				
ケース①	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	4515	3.333-D35@150	68038	419676	0.17
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	73608	519953	0.15
ケース②	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	67573	519953	0.13
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	72222	519953	0.14
ケース③	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	69451	519953	0.14
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	76147	519953	0.15
ケース④	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	69673	519953	0.14
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	75723	519953	0.15
ケース⑤	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	69193	519953	0.14
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	69363	519953	0.14
ケース⑥	S s-D 1 (H-, V-)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	68729	519953	0.14
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	69567	519953	0.14

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 鉄筋仕様の表記：単位奥行き当りの本数-異形鉄筋径@水平間隔 mm
 評価位置は図 3.2-86 に示す。ハッチ部は最大照査値を示す。

表 3.2-70 ②-②断面のせん断に対する検討ケースと照査値（北基礎）

地盤 ケース	地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d' (mm)				
ケース①	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	4515	3.333-D35@150	37142	419676	0.09
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	70138	519953	0.14
ケース②	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	30071	519953	0.06
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	68391	519953	0.14
ケース③	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	33935	519953	0.07
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	70765	519953	0.14
ケース④	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	38313	519953	0.08
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	69784	519953	0.14
ケース⑤	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	34756	519953	0.07
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	69970	519953	0.14
ケース⑥	S s-3 1 (H+, V+)	西側	15500	5040	4740	3.333-D35@150	27511	519953	0.06
		東側	15500	5040	4740	3.333-D38@150	68544	519953	0.14

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 鉄筋仕様の表記：単位奥行き当りの本数-異形鉄筋径@水平間隔 mm
 評価位置は図 3.2-86 に示す。ハッチ部は最大照査値を示す。

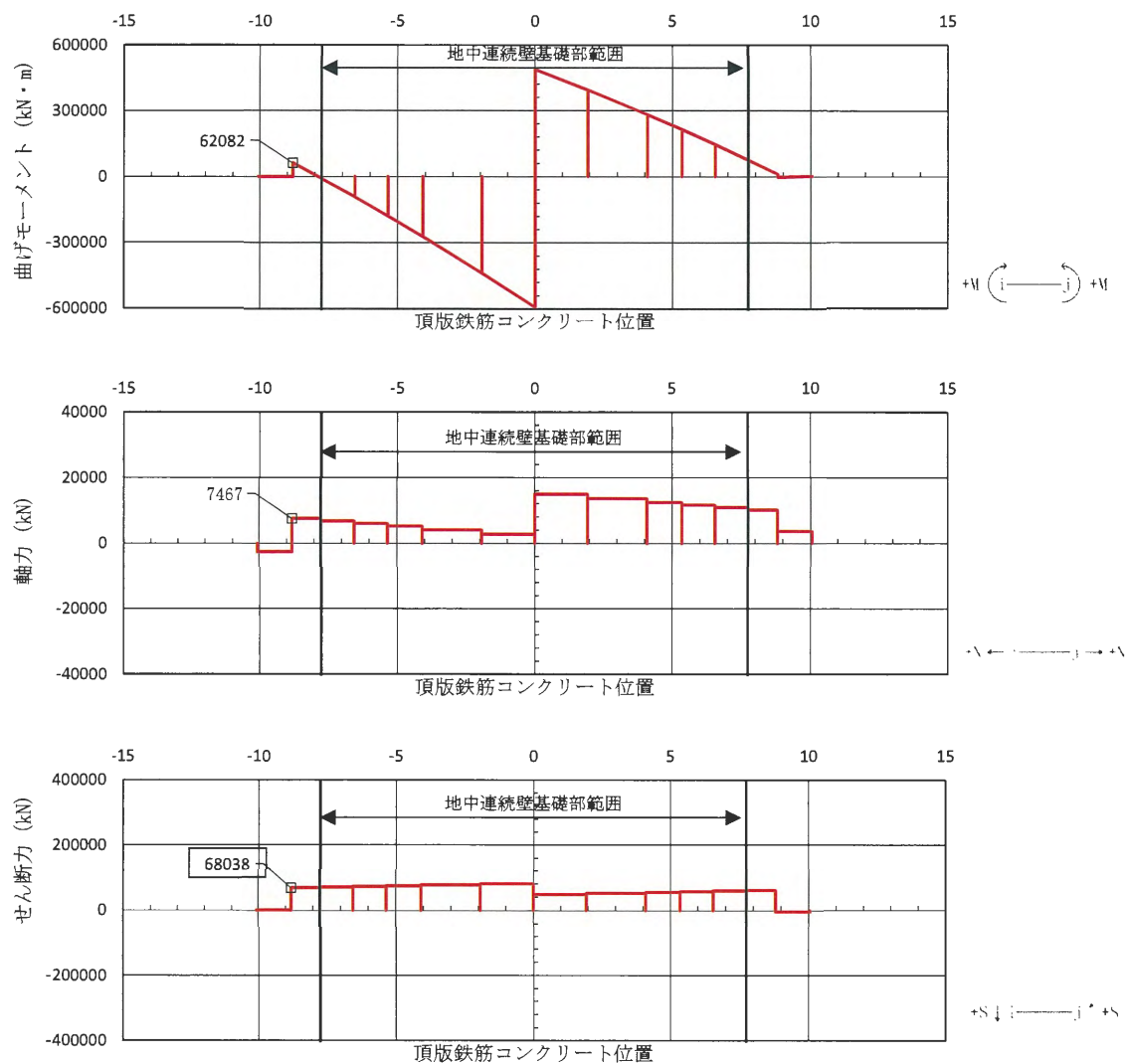


図 3.2-87 鉄筋コンクリートのせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図 (③-③断面, 南基礎 西側)
 (S s - D 1 [H-, V-] t = 26.89 s)
 (地盤ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

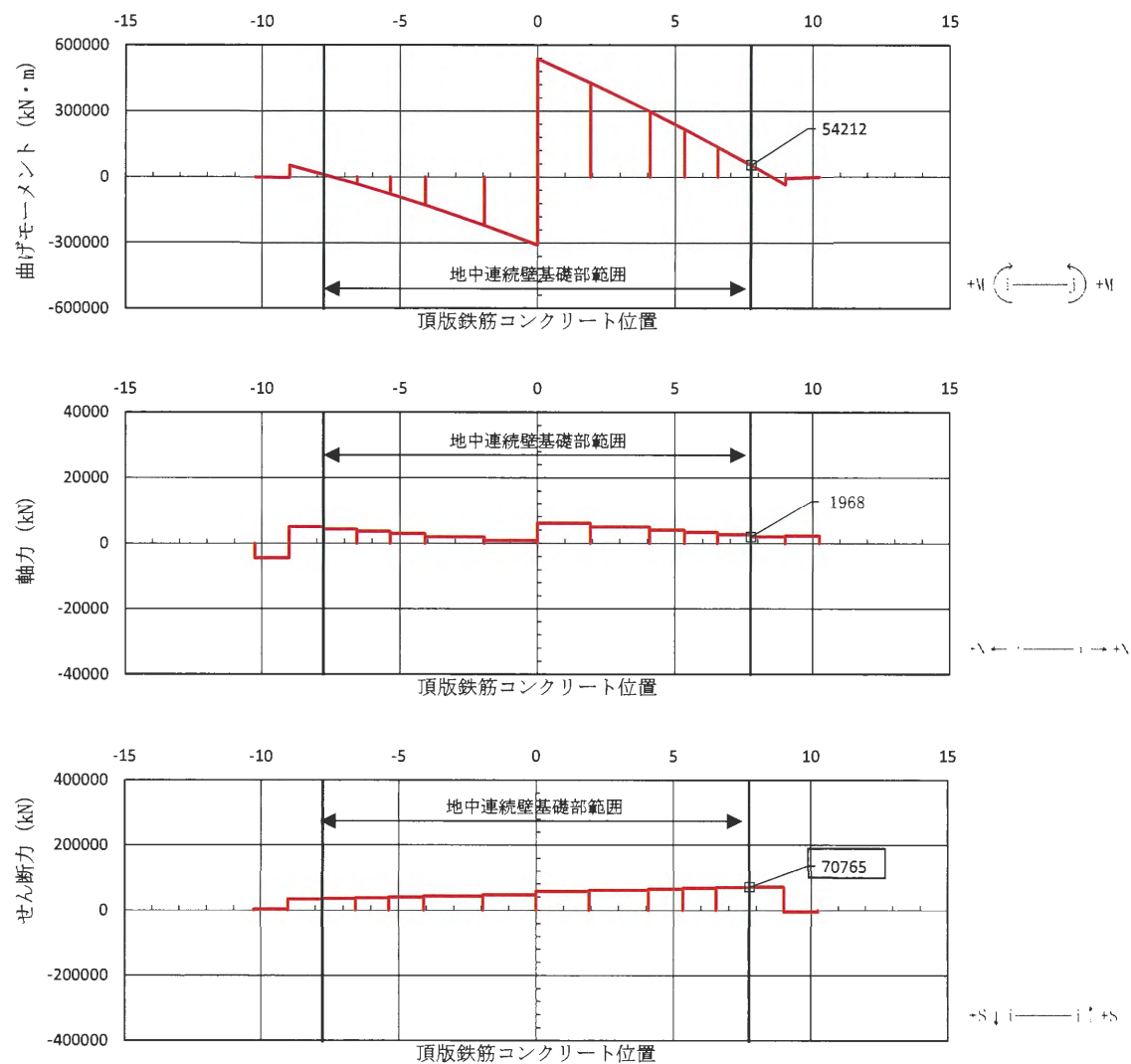


図 3.2-88 鉄筋コンクリートのせん断照査が最も厳しい時刻の断面力図 (②-②断面, 北基礎 東側)
 (S s - 3 1 [H+, V+] t = 8.91 s)
 (地盤ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(2) 鋼製防護壁

a. 最大断面力の比較

頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の最大断面力を工認設計モデルの値と比較した結果を表 3.2-71 に示す。また主部材の断面力の定義を図 3.2-89 に、各断面力成分の分布図を図 3.2-90～図 3.2-95 に示す。

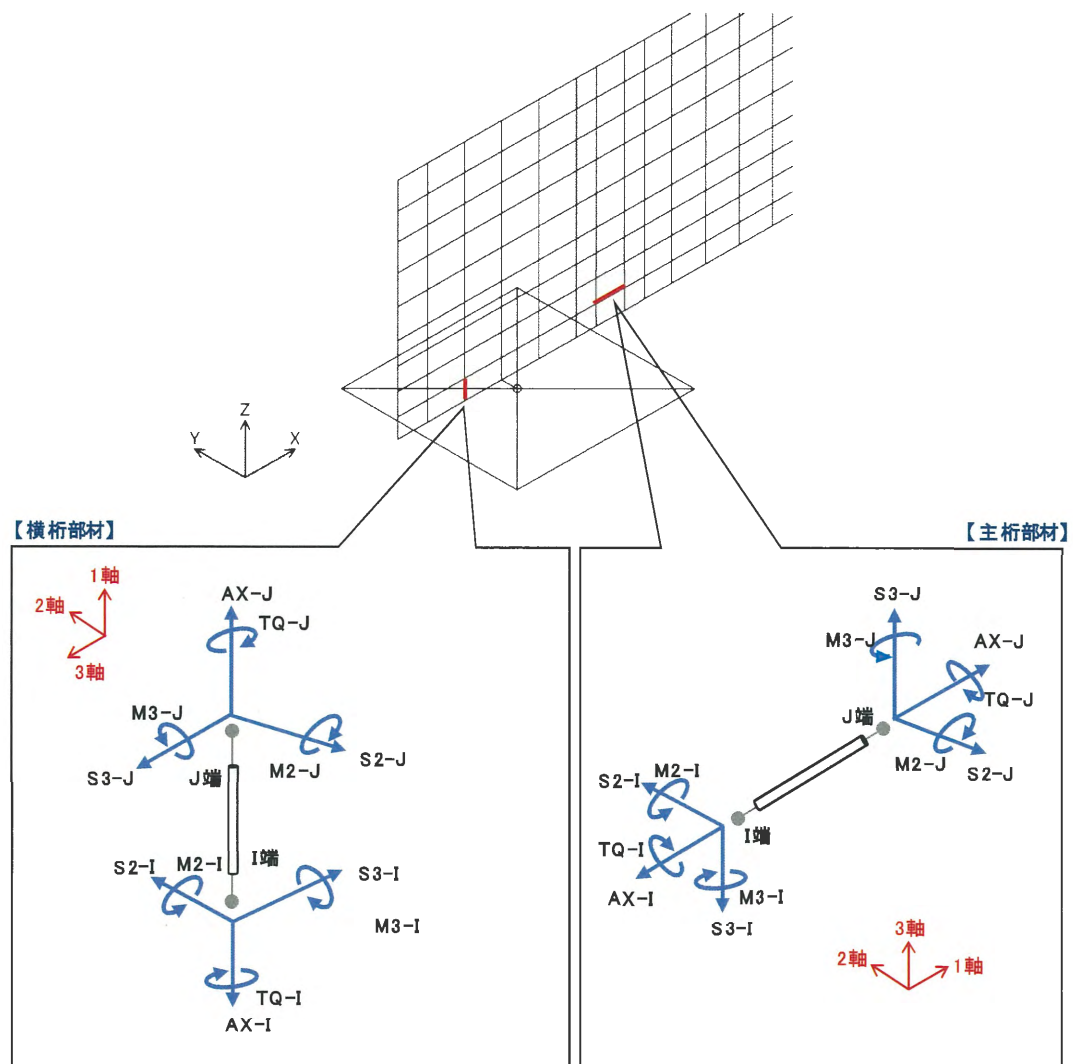
地中連続壁部を残置した場合の最大断面力分布形状は、工認設計モデルの場合と同様であり、全ての断面力成分の最大絶対値が工認設計モデルを下回ることを確認した。

表 3.2-71 頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の最大断面力比較

地盤 ケース	地震動	断面力成分*	工認設計 モデル	残置影響評価 モデル
④	①-①断面 S _s -D1 [H+, V-] ②-②断面 ③-③断面 S _s -D1 [H-, V+]	軸力 A X (kN)	101365	95482
		面内 曲げモーメント M 2 (kN・m)	55929	51314
		面外 曲げモーメント M 3 (kN・m)	251192	236059
		面内 せん断力 S 3 (kN)	43820	40918
		面外 せん断力 S 2 (kN)	32164	30144
		ねじりモーメント T Q (kN・m)	176746	167276

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による断面力

地盤ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



- AX : 軸力 (1 軸方向)
- M2 : 面内曲げモーメント (2 軸回り)
- M3 : 面外曲げモーメント (3 軸回り)
- S3 : 面内せん断力 (3 軸方向)
- S2 : 面外せん断力 (2 軸方向)
- TQ : ねじりモーメント (1 軸回り)

図 3.2-89 主部材の断面力の定義

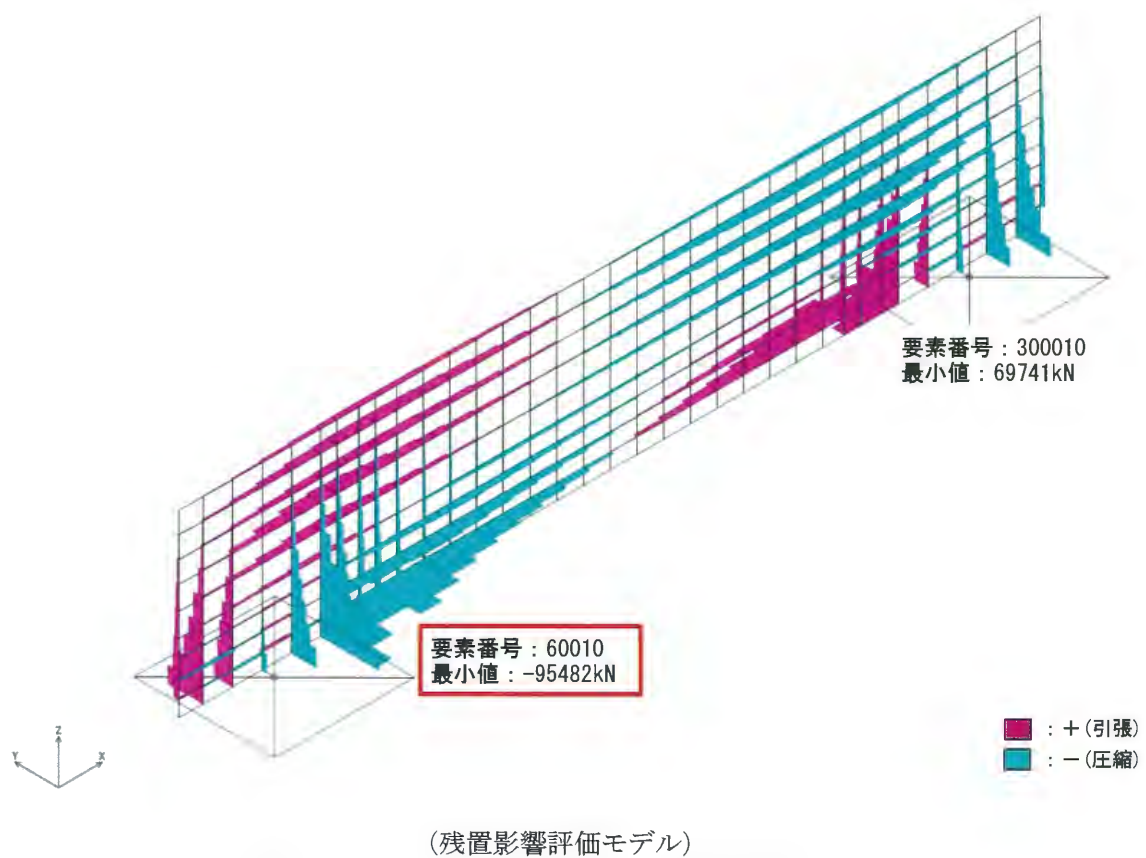
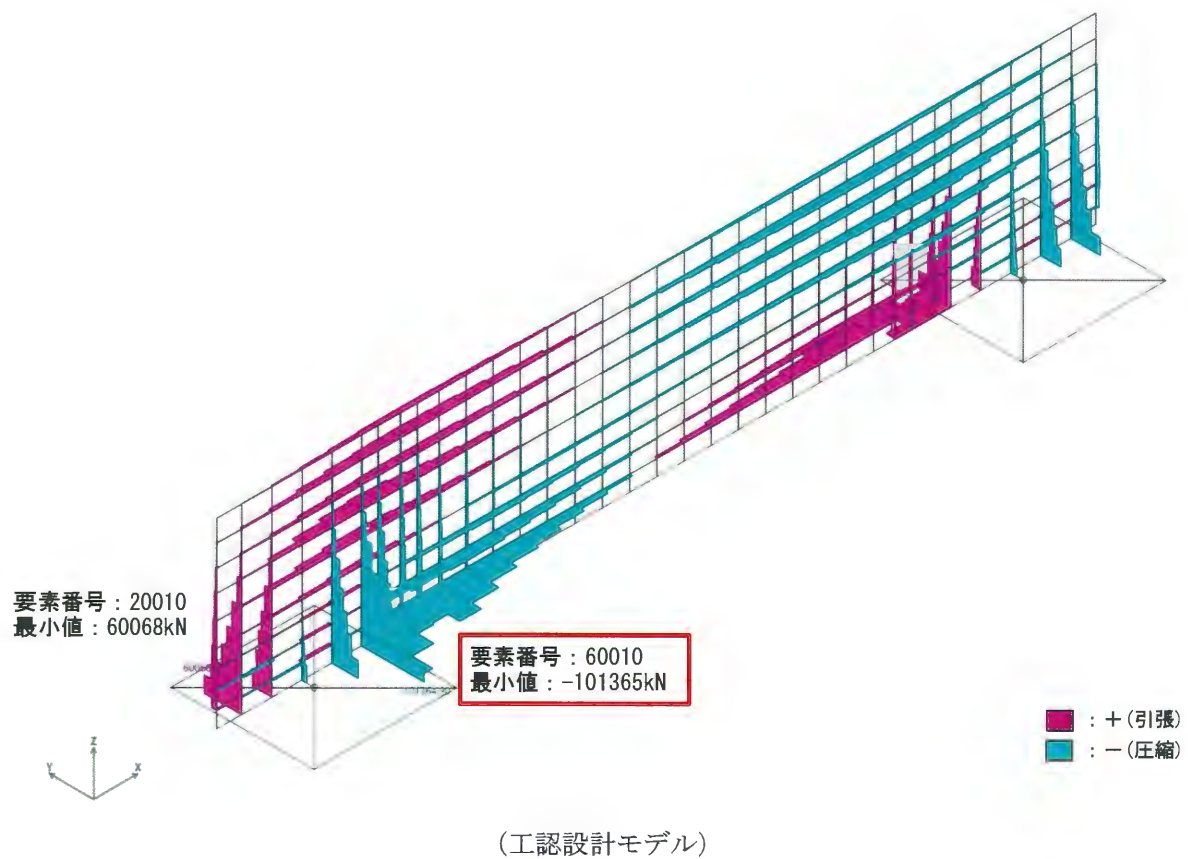
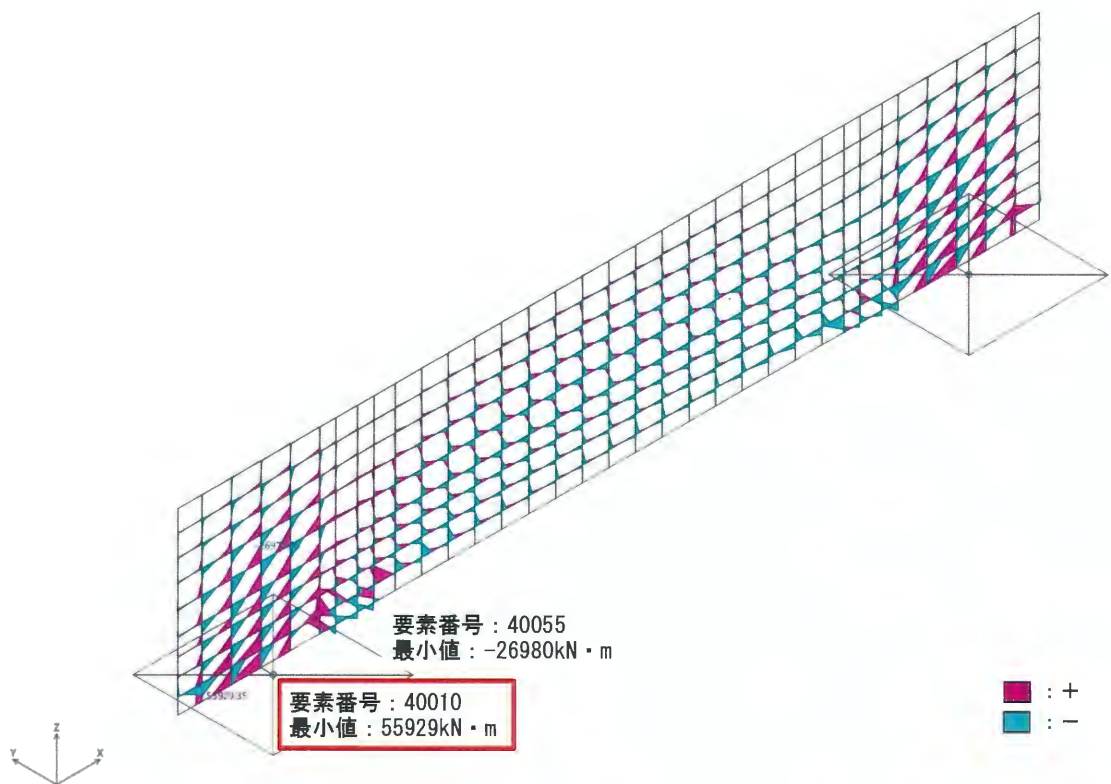
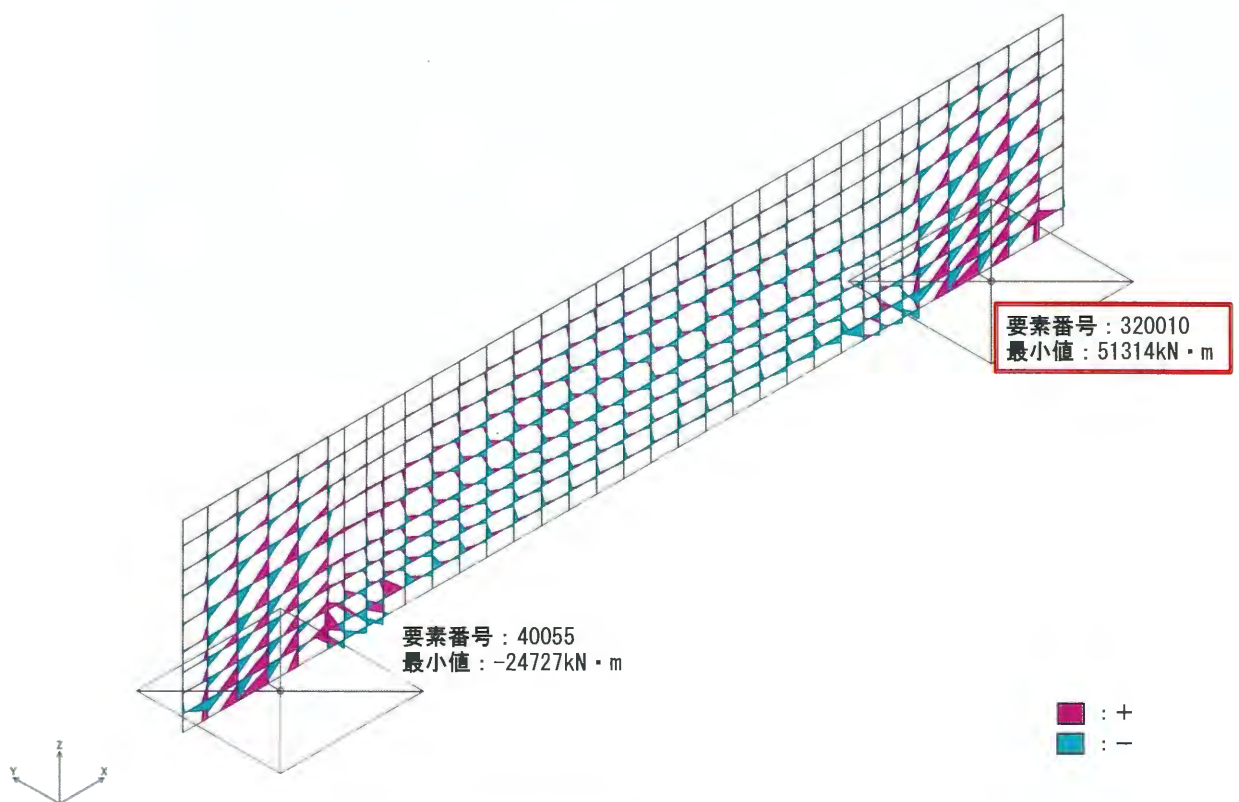


図 3.2-90 主部材の最大断面力分布図 (軸力 A X)

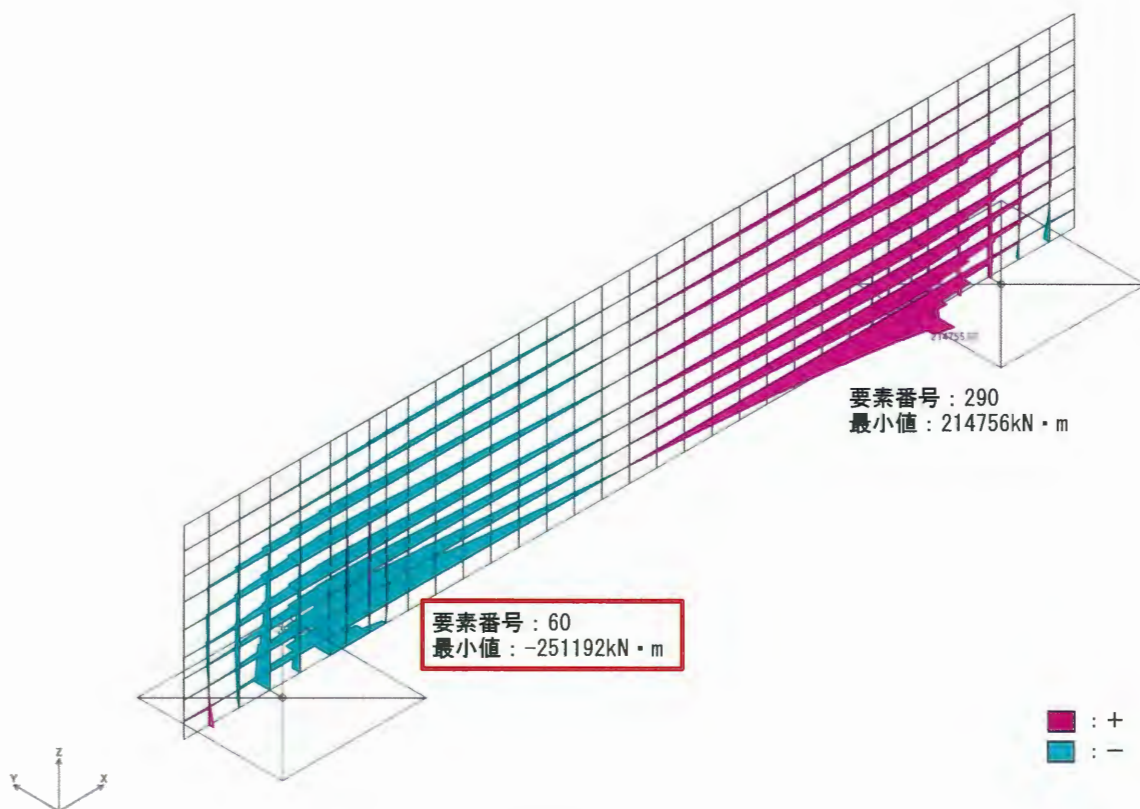


(工認設計モデル)

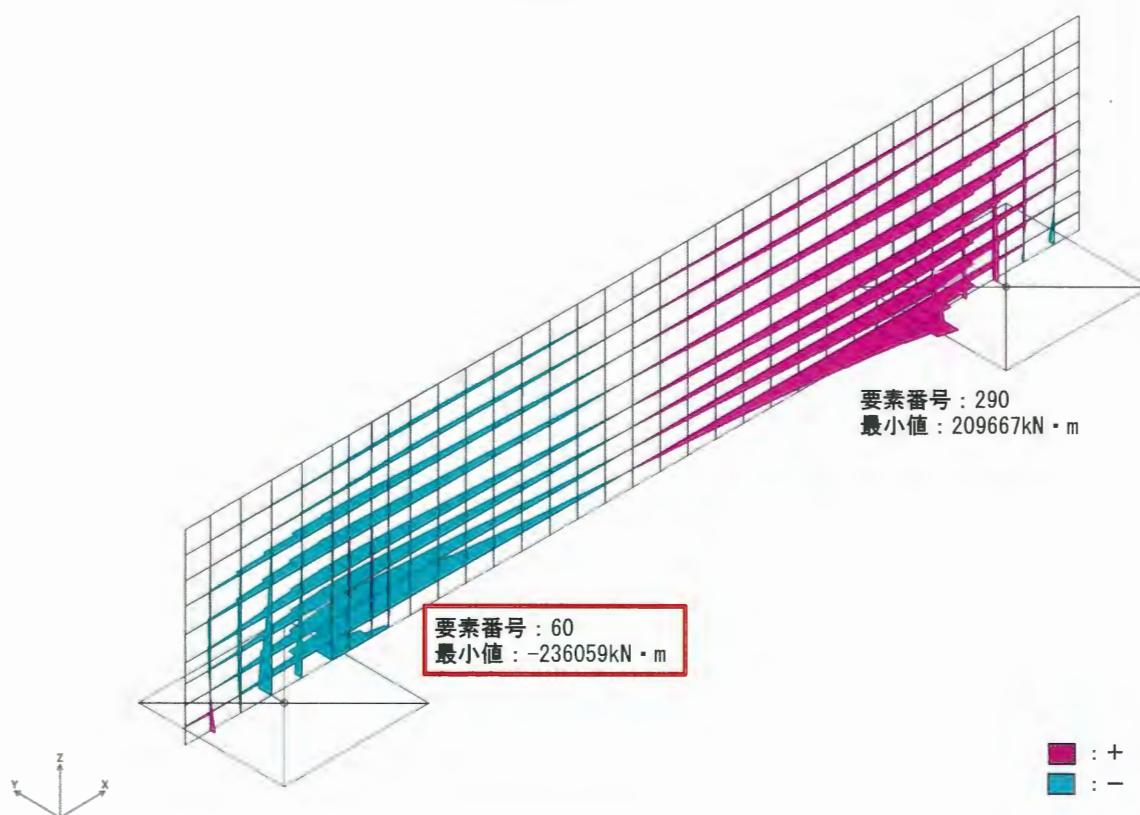


(残置影響評価モデル)

図 3.2-91 主部材の最大断面力分布図 (面内曲げモーメントM2)

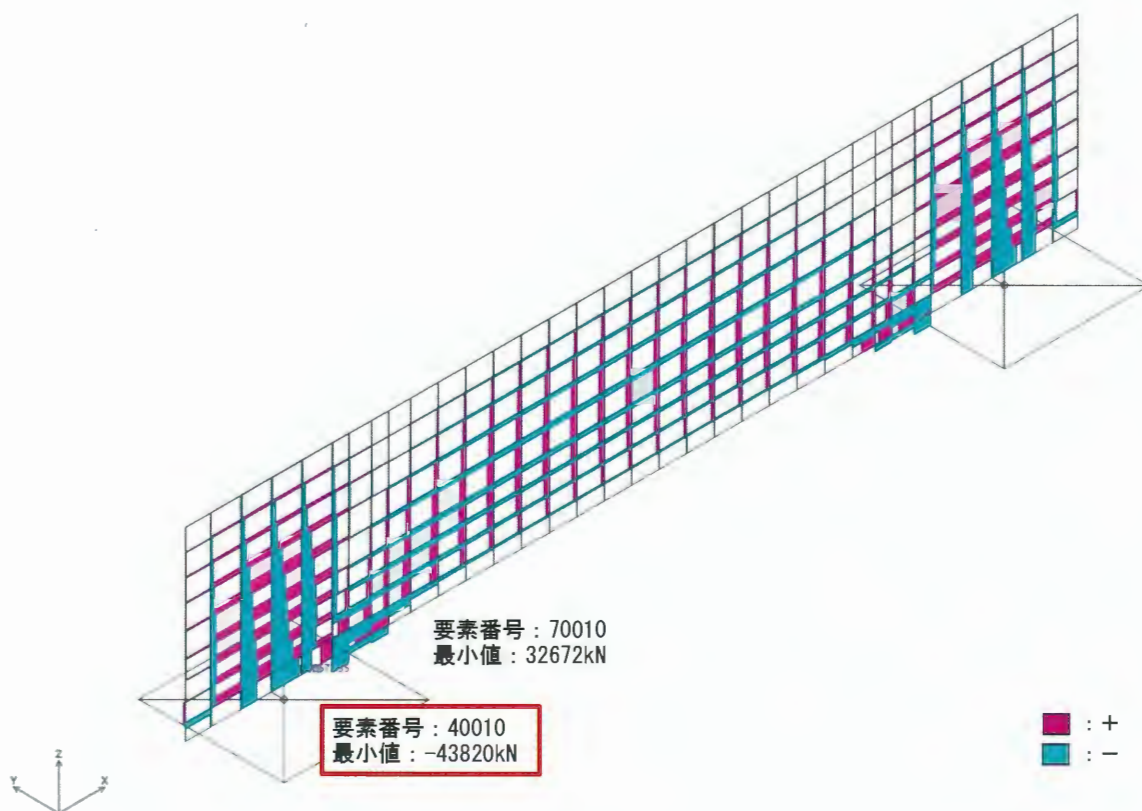


(工認設計モデル)

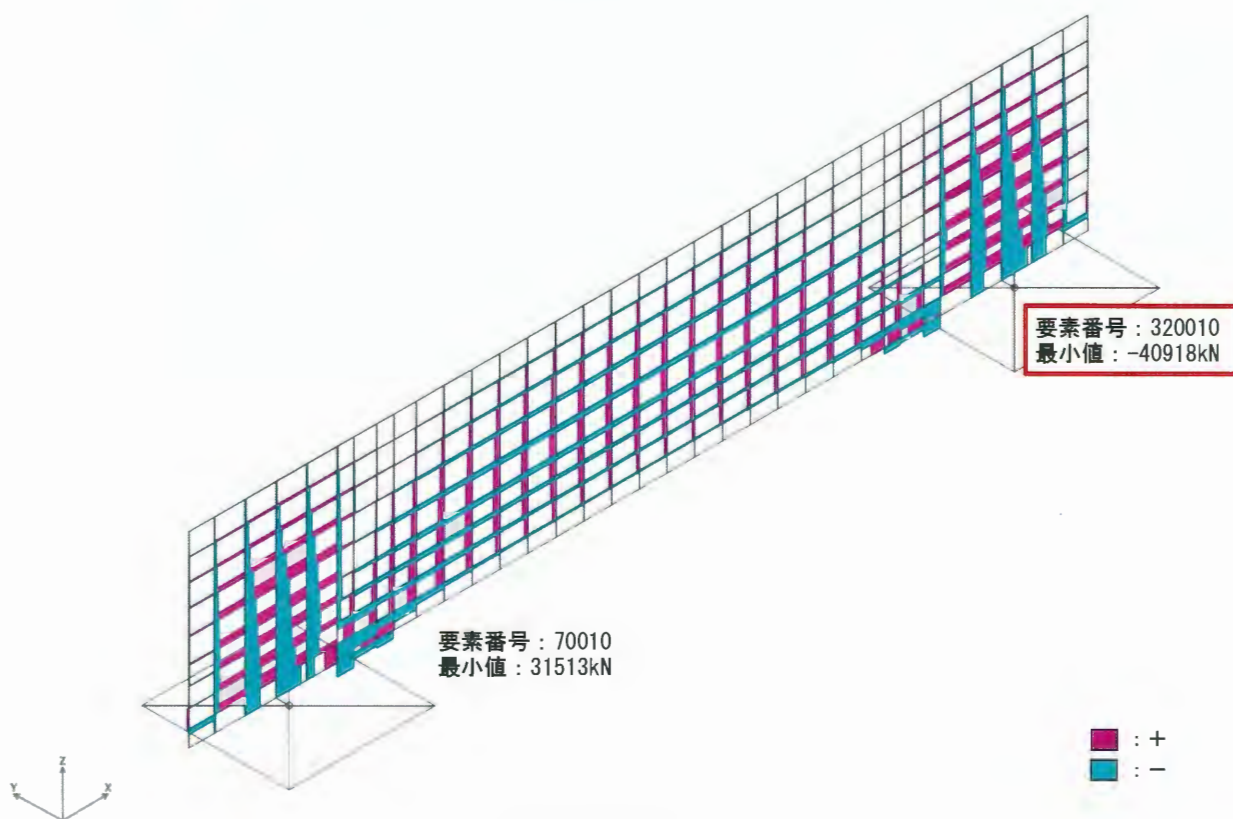


(残置影響評価モデル)

図 3.2-92 主部材の最大断面力分布図 (面外曲げモーメントM3)



(工認設計モデル)



(残置影響評価モデル)

図 3.2-93 主部材の最大断面力分布図 (面内せん断力 S 3)

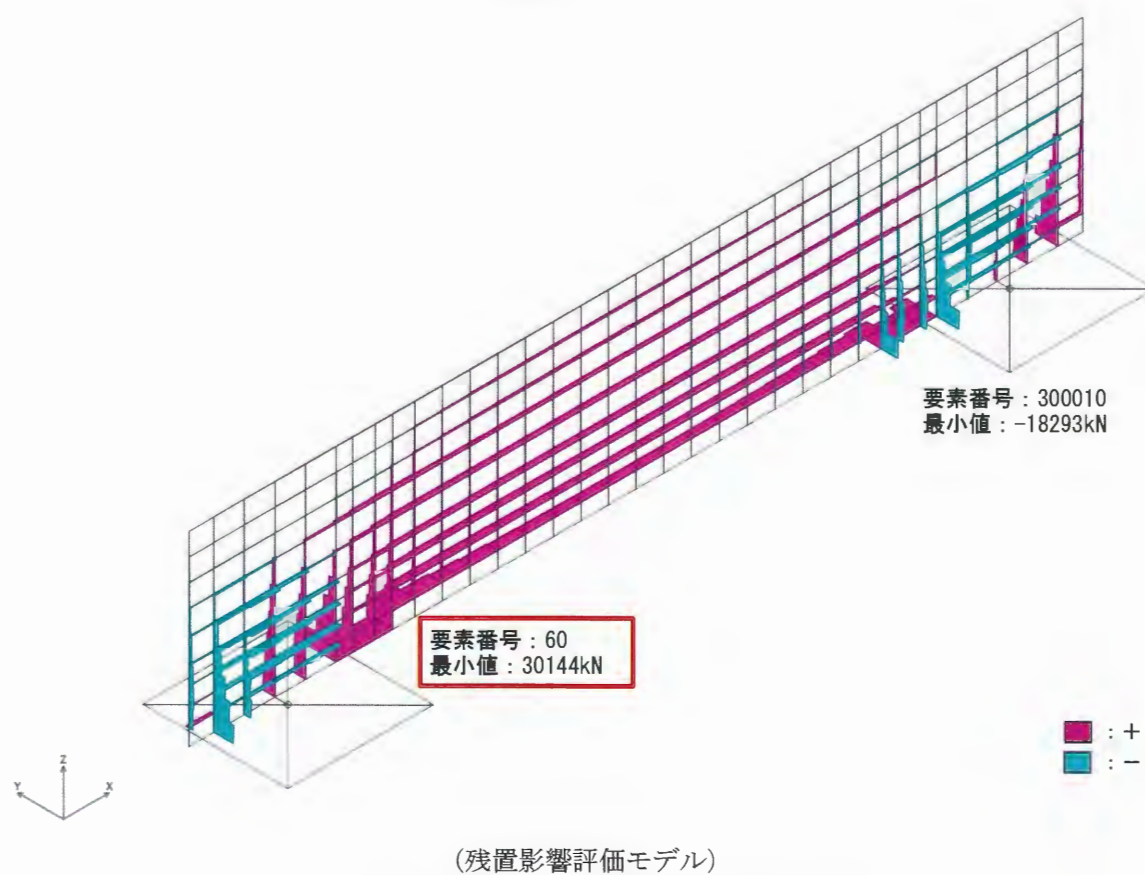
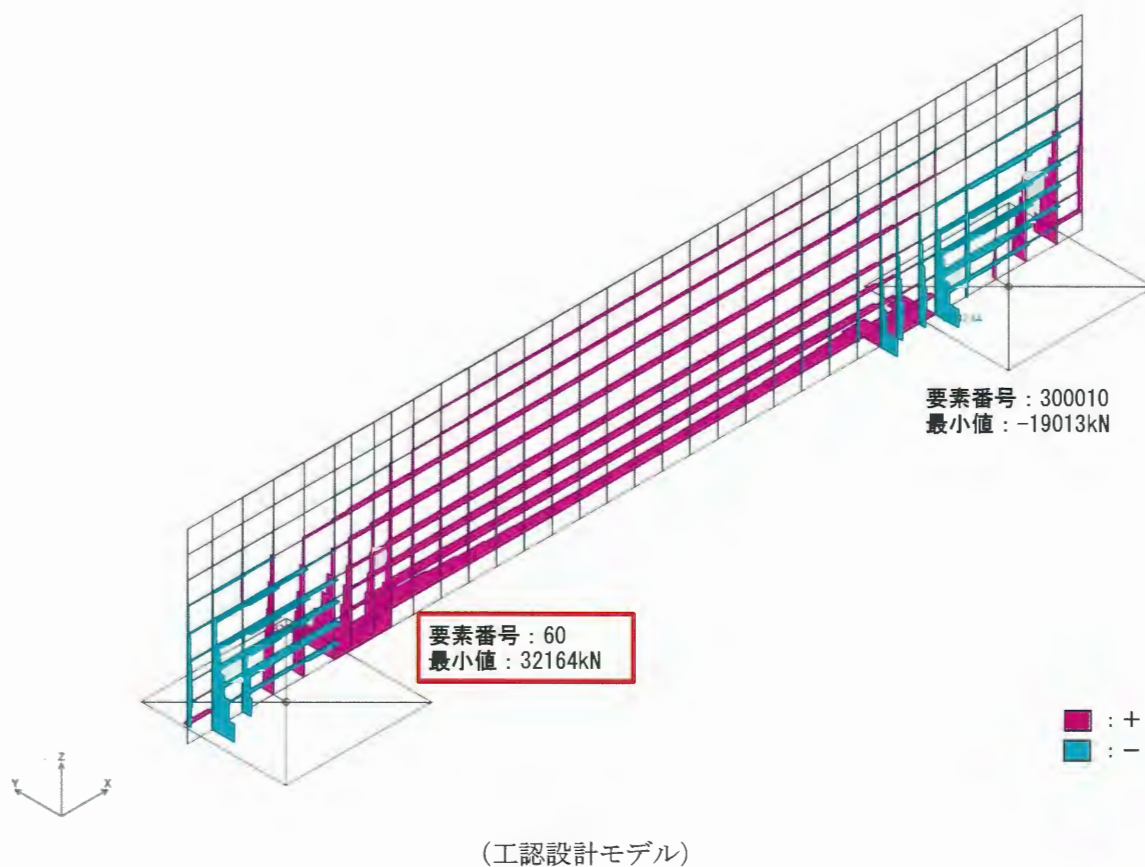


図 3.2-94 主部材の最大断面力分布図 (面外せん断力 S₂)

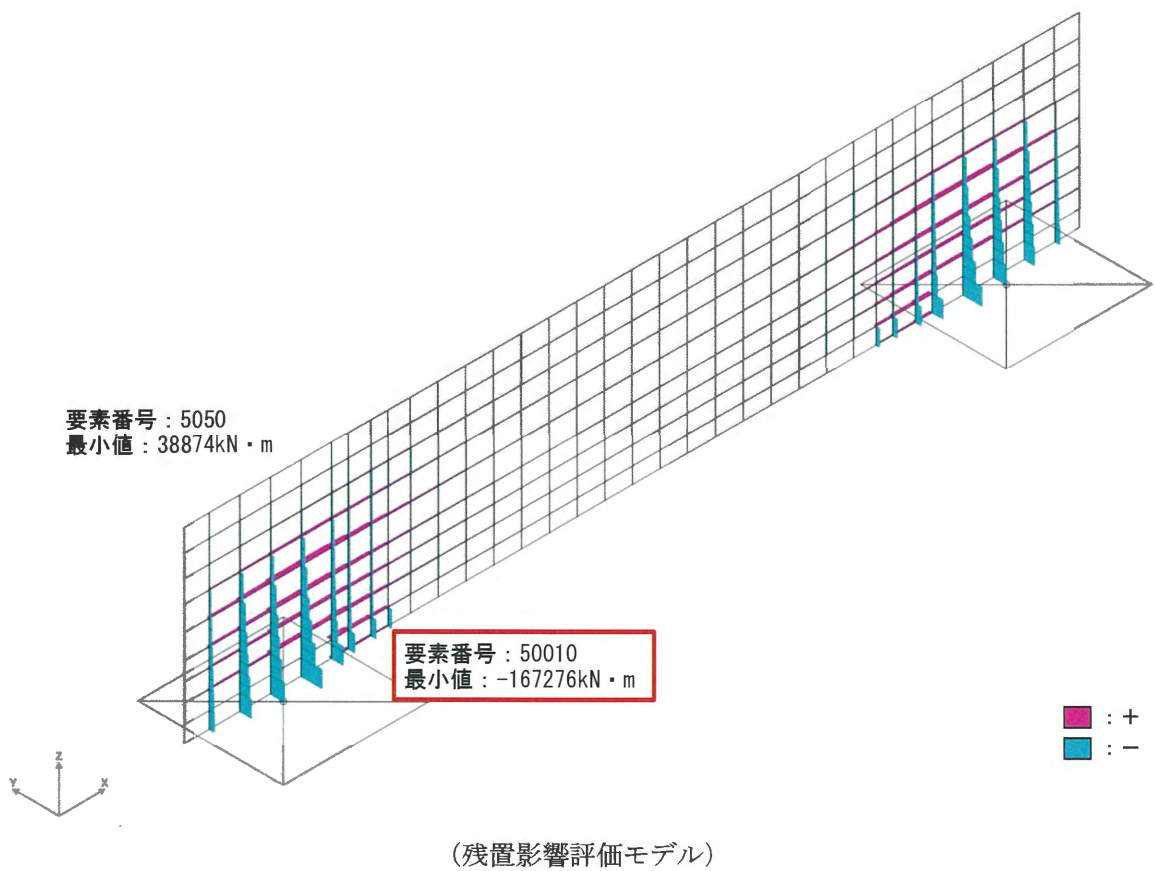
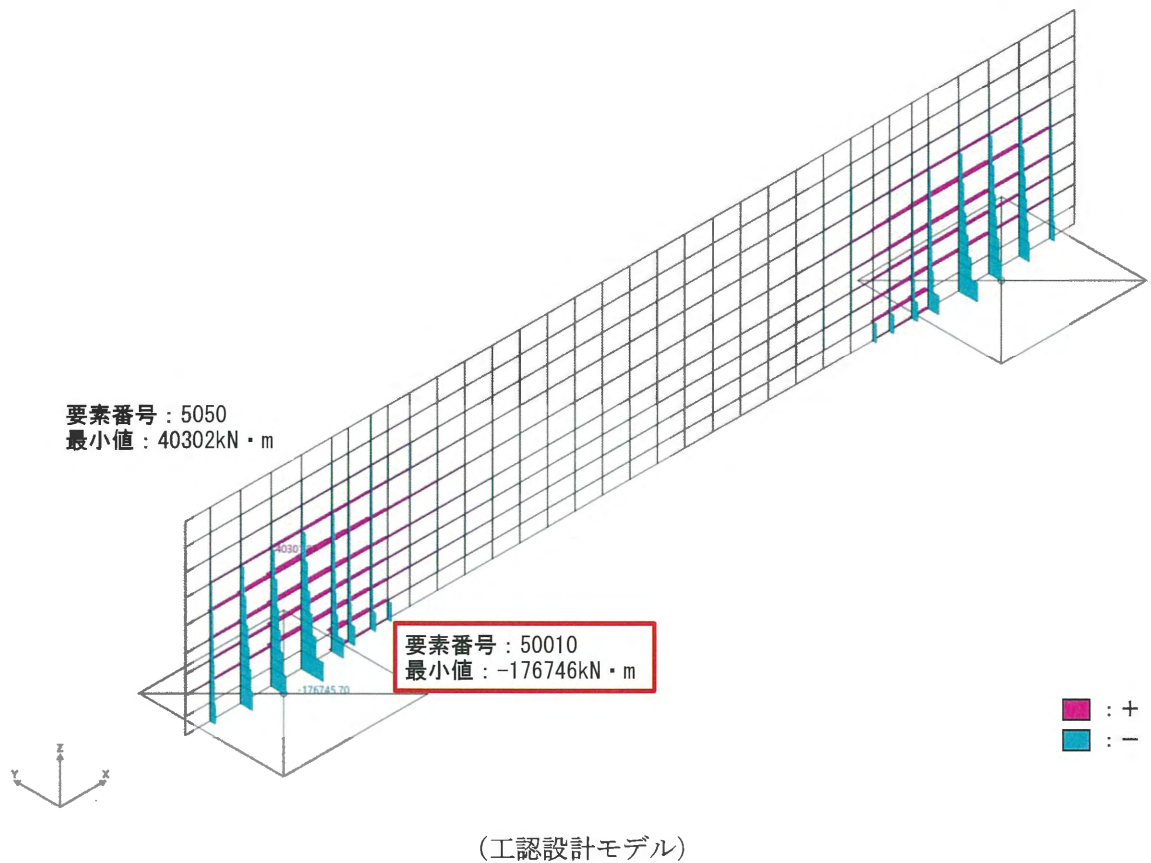


図 3.2-95 主部材の最大断面力分布図 (ねじりモーメントTQ).

b. 頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の評価結果

頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材は、直応力度、せん断応力度及び合成応力度を算出し、その応力度が許容限界以下であることを確認する。3次元動的フレーム解析によって求められた断面力に基づき各応力度を算出する。直応力度は曲げ軸力から、せん断応力度はせん断力及びねじりモーメントから、合成応力度は、直応力度とせん断応力度各々の照査値の二乗和として算出する。

頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の評価結果を表 3.2-72 に、各成分の最大応力発生箇所を図 3.2-96 に示す。地中連続壁部を考慮することにより鋼製防護壁基礎の剛性が増加するため、堤軸方向の地震動に対する鋼製防護壁の拘束効果により、主部材の照査値が工認設計モデルに対し若干増加するものの、鋼製防護壁の発生応力に大きく影響する南北基礎の相対変位は工認設計モデルと同程度であり、地中連続壁部の残置が鋼製防護壁に与える影響は軽微である。

曲げ軸力による直応力度の算出イメージを図 3.2-97 に、せん断力によるせん断応力度の計算イメージを図 3.2-98 に示す。表 3.2-72 より主部材の直応力度、せん断応力度、合成応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 3.2-72 頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の評価結果

地盤 ケース	地震動	照査項目	材質	発生値	許容限界	照査値*
④	①-①断面 S _s -D 1 [H+, V-] ②-②断面 ③-③断面 S _s -D 1 [H-, V+]	直応力度 σ (N/mm ²)	SBHS700	378	615	0.62
		せん断応力度 τ (N/mm ²)	SBHS700	180	352.5	0.52
		合成応力度 k (-)	SBHS700	0.57	1.2	0.48

注記 *：水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による断面力の組合せを用いた照査値

各照査項目が最大となる要素及び時刻における照査値を記載しているため、直応力度、せん断応力度及び合成応力度が最大となる要素及び時刻は異なる場合がある。

地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース

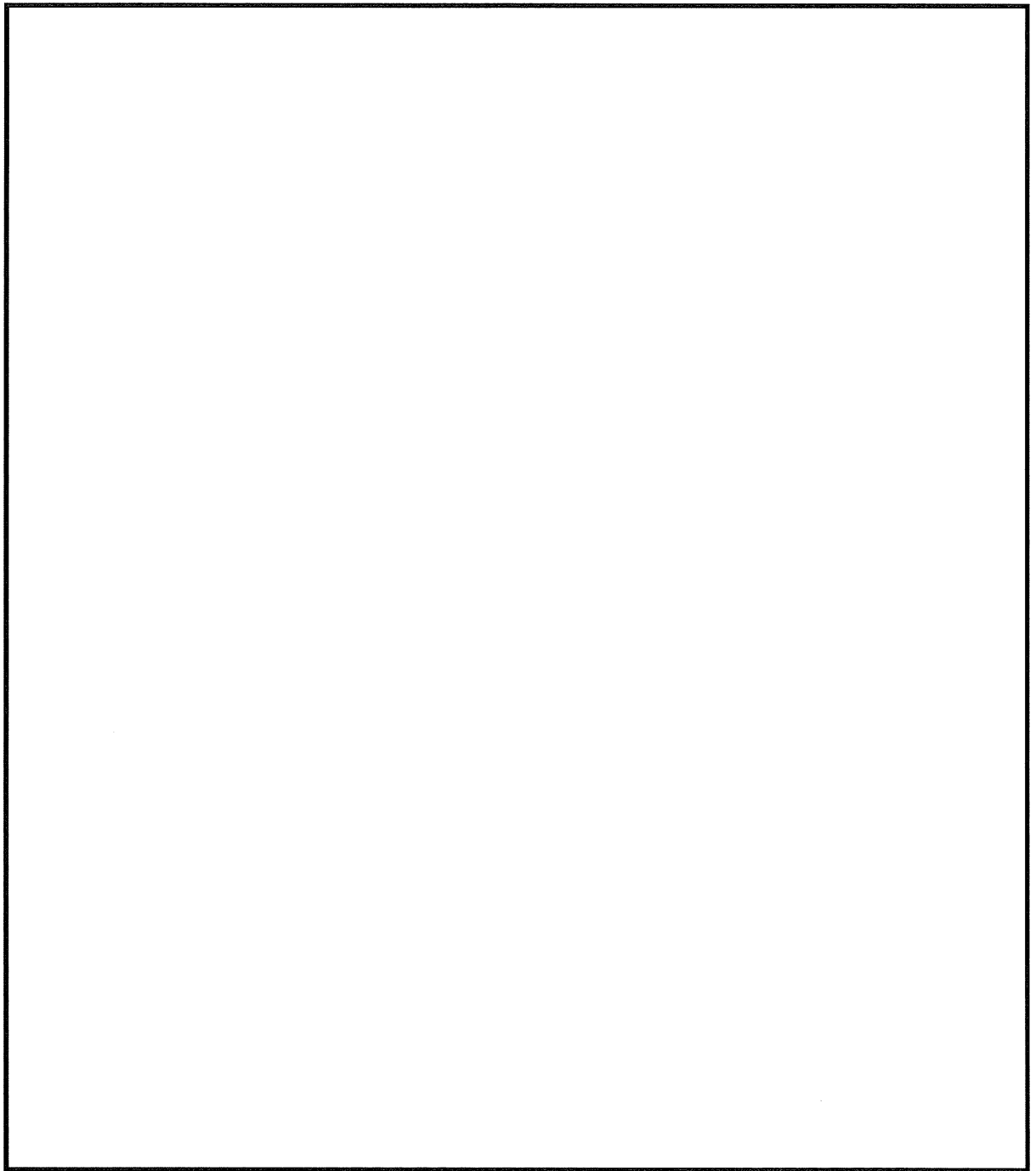
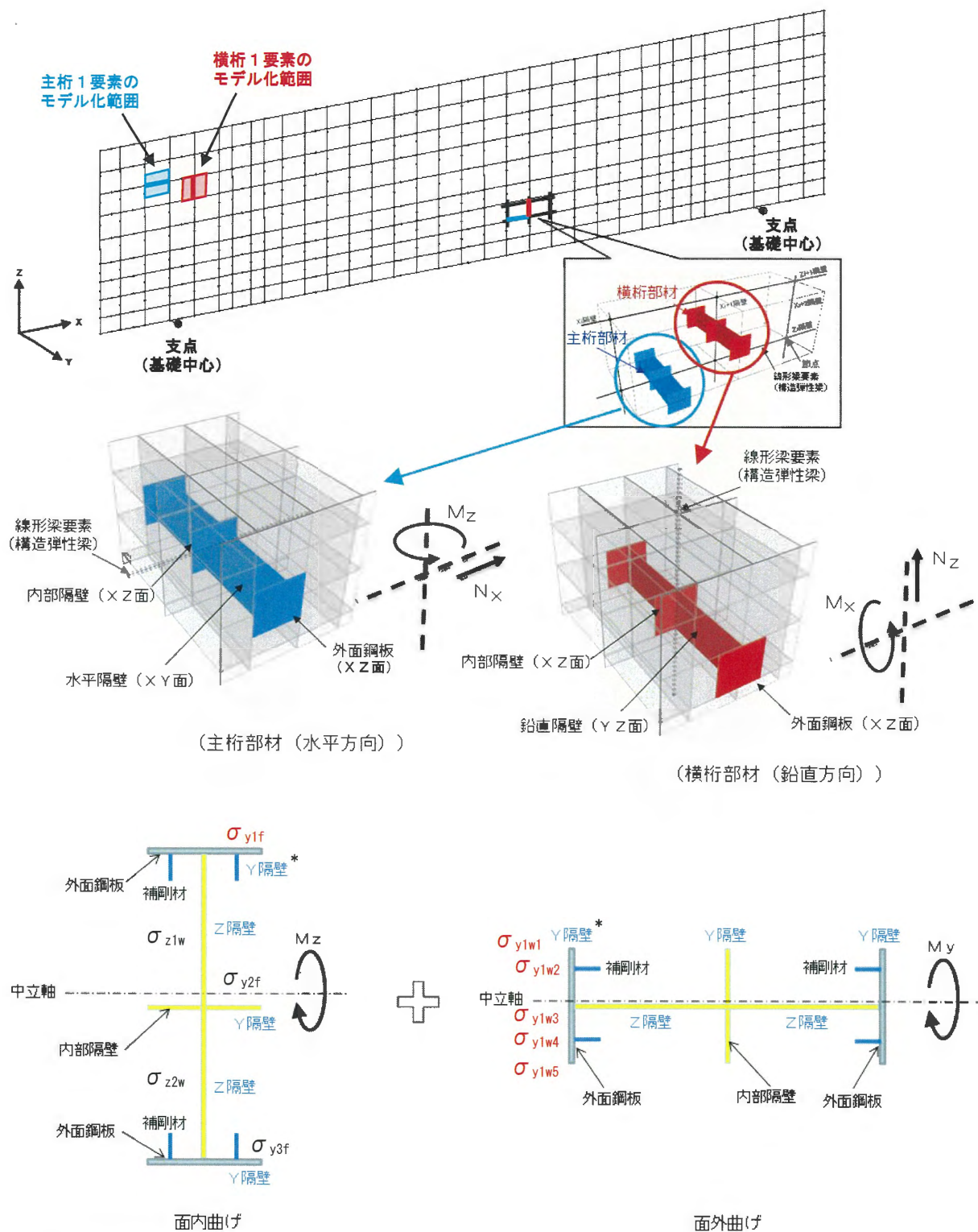


図 3.2-96 最大応力発生箇所



* Y 隔壁の直応力最大値 = $\max (\sigma_{y1f} + \sigma_{y1w1}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w2}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w3}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w4}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w5})$
 主桁部材 (水平方向) の例

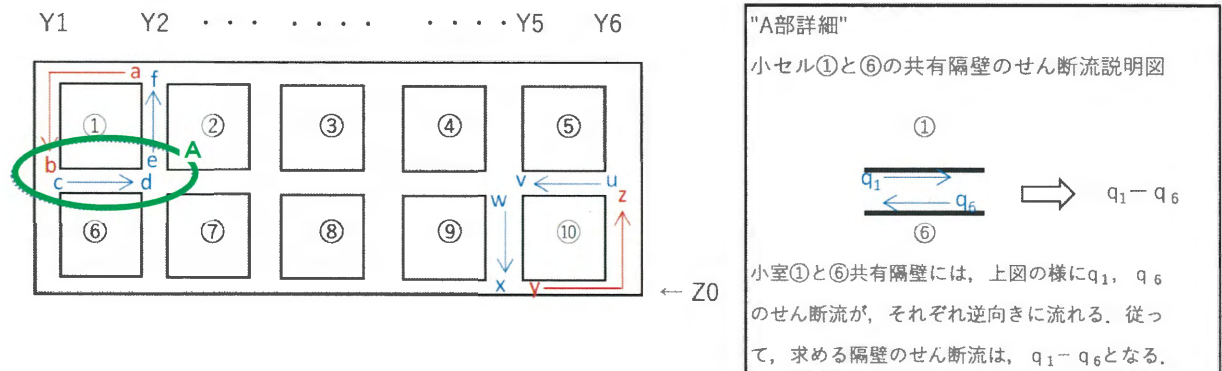
図 3.2-97 曲げ軸力による直応力度の算出イメージ

計算式	せん断応力度の分布図	備 考
$\tau = \frac{S}{A_{\tau 0}}$		
$\tau = \frac{SQ}{It}$		$\tau_{\max} = \frac{3S(BH^2 - bh^2)}{2(BH^3 - bh^3)(B - b)}$ ただし、 $b = b_1 + b_2$
せん断流理論 $\tau = \frac{S}{I \cdot t} \int ty ds$		I 形断面 $\tau_1 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$ $\tau_2 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_f}{t_w}$ $\tau_{\max} = \frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_f}{t_w} \right)$ 箱形断面 $\frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$ $\frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_f}{t_w}$ $\frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_f}{t_w} \right)$

図-解 11.2.1 せん断応力度の計算式

(せん断流理論に基づく I 型断面のせん断応力度の計算式)

「道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」



(せん断流理論に基づくねじりモーメントに対するせん断応力度の計算イメージ)

「構造部材のねじり解析 (高岡宣善, 共立出版株式会社, 昭和 50 年 9 月)」

図 3.2-98 せん断力によるせん断応力度の計算イメージ

(3) 接合部

a. 接合部の耐震評価に用いる断面力

接合部の耐震評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の3次元動的フレーム解析の結果を参照する。接合部の耐震評価に用いる断面力を表 3.2-73 に示す。接合部の断面力概念図を図 3.2-99 に示す。

表 3.2-73 接合部の耐震評価に用いる断面力

地盤 ケース	地震動	基礎	着目 ケース	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)	M_z (kN・m)	N (kN)	S_x (kN)	S_y (kN)
④	S_s-D1	南基礎	M_x 最大	489029	162153	76379	8931	34684	-17771
			M_y 最大	455237	188342	-19846	12867	37003	-10426
			N最大	287672	123346	-50681	13318	25134	13425
			M_z 最大	4539	-69619	627491	-16141	9568	2501
			S_x 最大	-88970	-19552	-1230020	-24316	87102	-32634
			S_y 最大	-57878	36530	427122	2317	10316	25865
			M_x 最小	-1166080	-192463	52242	-42990	27558	-2417
			M_y 最小	-968344	-297591	26644	-52603	31689	-12946
			N最小	-1078360	-278060	-480876	-60966	51062	-26961
			M_z 最小	-325729	-138680	-1262840	-40814	80347	-34684
			S_x 最小	-235120	-57798	615910	-10041	-1495	18283
			S_y 最小	-664176	-239359	-854580	-54026	70786	-45044
		北基礎	M_x 最大	638234	-243307	-294689	-39578	23957	14416
			M_y 最大	-651539	-283209	384111	26873	46894	14856
			N最大	-647810	279666	397993	28405	51425	21369
			M_z 最大	-46749	51155	956598	-5268	71726	7496
			S_x 最大	-97647	137694	924277	4797	75542	14254
			S_y 最大	26893	40503	-23904	-5409	49225	37460
			M_x 最小	-1117910	210616	396277	23238	43032	7108
			M_y 最小	606889	-268327	-301245	-44590	22624	5115
			N最小	570286	-263912	-261100	-45090	22070	-3721
			M_z 最小	-142279	-60523	-1130280	-12552	-5111	6367
			S_x 最小	261286	-183802	-987440	-23174	-7254	3878
			S_y 最小	270693	-116195	277202	-24942	32051	-15259

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース

軸力Nは引張：＋

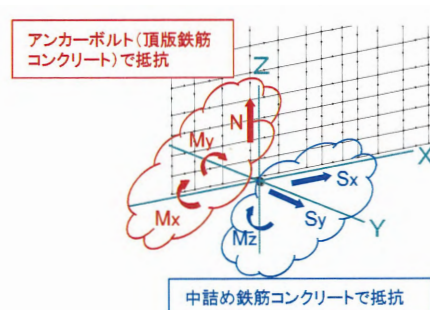


図 3.2-99 接合部の断面力概念図

b. アンカーボルトに対する評価結果

アンカーボルトの設計荷重は、鋼製防護壁における3次元動的フレーム解析に基づき算出される接合部の断面力とする。

アンカーボルトの評価では、曲げモーメント M_x 、 M_y 及び軸力 N が最大及び最小となる時刻の断面力の組合せに対して、引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。なお、アンカーボルトが定着する水平断面を2軸複鉄筋の鉄筋コンクリート断面とし、鉄筋の引張応力度をアンカーボルトの引張応力度として評価する。

アンカーボルトの評価結果を表3.2-74に、アンカーボルトに作用する荷重の概念図を図3.2-100を示す。南基礎、北基礎とも M_y （面内モーメント）最大時の断面力の組合せで最大照査値が発生し、鋼製防護壁との剛結合による拘束効果が確認できるのは工認設計モデルと同様であるが、照査値は工認設計モデルを若干下回っている。

評価結果よりアンカーボルトの発生引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、アンカーボルトの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

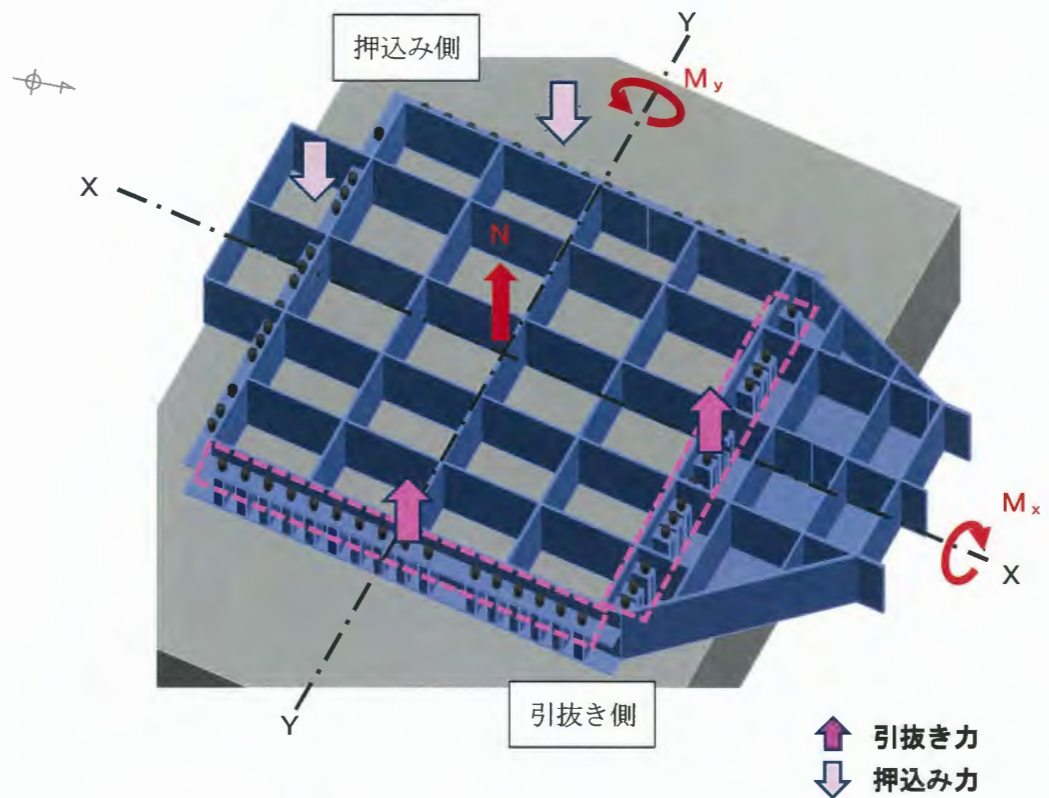
表 3.2-74 アンカーボルトの評価結果

地盤 ケース	地震動	基礎	着目 ケース*1	アンカーボルト		
				引張応力度 (N/mm ²)		照査値*2
				発生 応力度	短期 許容応力度	
④	S_s-D1	南基礎	M_x 最大	37	315.0	0.12
			M_y 最大	197	315.0	0.63
			N 最大	128	315.0	0.41
			M_x 最小	14	315.0	0.05
			M_y 最小	122	315.0	0.39
			N 最小	177	315.0	0.57
		北基礎	M_x 最大	66	315.0	0.21
			M_y 最大	234	315.0	0.75
			N 最大	217	315.0	0.69
			M_x 最小	65	315.0	0.21
			M_y 最小	137	315.0	0.44
			N 最小	134	315.0	0.43

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
ハッチ部は最大照査値を示す。

*1：着目ケースの断面力は表3.2-73に示す

*2：水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による照査値



N : 接合部に発生する軸力

M_x : 接合部に発生する中立軸（X軸）回りのモーメント

M_y : 接合部に発生する中立軸（Y軸）回りのモーメント

図 3.2-100 アンカーボルトに作用する荷重の概念図

c. ベースプレートに対する評価結果

ベースプレートは、鋼製防護壁の評価より算出されるアンカーボルトに発生する断面力を用いて軸方向圧縮応力度、曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力度を算定する。

ベースプレートの評価では、ベースプレートに発生する軸方向圧縮応力度、曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力度の4種類の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

ベースプレートの評価結果を表 3.2-75 に、ベースプレートの概念図及び計算式を図 3.2-101 に示す。構成部材の中では、アンカーボルトの引張応力度をフランジに伝達するリブの軸圧縮応力度の照査値が最大となっており、各部材の照査値は工認設計モデルを下回る傾向にある。南基礎における合成応力度のみ工認設計モデルを若干上回るが、照査値は 0.10 と十分に小さい値である。

評価結果よりベースプレートに発生する4種類の発生応力度が全て許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、ベースプレートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 3.2-75 ベースプレートの評価結果

基礎	照査項目	発生値	許容限界	照査値*
南基礎	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	261	450	0.58
	曲げ応力度 (N/mm ²)	88	355	0.25
	せん断応力度 (N/mm ²)	62	260	0.24
	合成応力度	0.118	1.2	0.10
北基礎	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	220	450	0.49
	曲げ応力度 (N/mm ²)	75	355	0.22
	せん断応力度 (N/mm ²)	52	260	0.20
	合成応力度	0.085	1.2	0.08

注記 * : 水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による断面力の組合せを用いた照査値
照査値が最大となる面内曲げモーメント M_y 最小時の結果を示す。

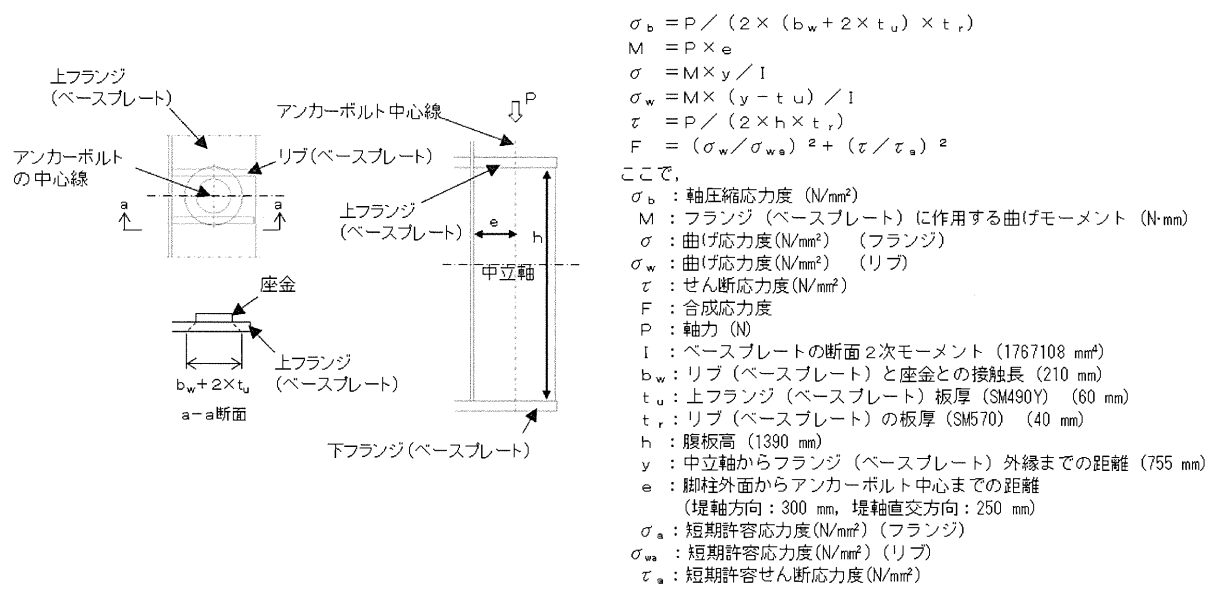


図 3.2-101 ベースプレートの概念図及び計算式

d. アンカーボルトのコーンせん断に対する評価結果

アンカーボルトの定着部のコンクリートのコーンせん断応力に対する評価における設計荷重は、鋼製防護壁における3次元動的フレーム解析に基づき算出されるアンカーボルト1本当たりの軸力とする。また、コーンせん断面の有効水平投影面積には、アンカーボルト同士が近接する場合を考慮する。

アンカーボルトの定着部のコーンせん断の評価では、定着部のコーンせん断応力度が短期許容コーンせん断応力度以下であることを確認する。短期許容コーンせん断応力度は、コンクリート強度により決定する短期許容コーンせん断応力度と補強鉄筋による短期許容コーンせん断応力度の増分の和として算出する。コーンせん断面の有効水平投影面積を図 3.2-102 に、コーンせん断の概念図及び計算式を図 3.2-103 に、補強鉄筋範囲の概念図及び計算式を図 3.2-104 に示す。図 3.2-103 に示すとおり、定着部のコーンせん断応力度の深度分布を算出し、コンクリートの短期許容コーンせん断応力度を超過する場合は、補強鉄筋を考慮した短期許容コーンせん断応力度の増分から必要となる鉄筋量を算定する。

アンカーボルトの定着部のコーンせん断に対する評価結果を表 3.2-76 に示す。コンクリートのせん断応力度のみでは許容応力度を満足しないため、補強鉄筋の配置が必要となる。工認設計モデルによる評価で算定されたコーンせん断に対する補強鉄筋の必要量は、南基礎で 1 m^2 当たり 1751 mm^2 、北基礎で 1 m^2 当たり 2505 mm^2 であるが、同量を配置した残置影響評価モデルにおけるコーンせん断応力度に対する照査値は、工認設計モデルによる値と同等以下であり、補強鉄筋量が満足することを確認した。

評価結果よりアンカーボルトの定着部のコーンせん断応力度が短期許容コーンせん断応力度以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、アンカーボルトのコーンせん断に対する発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 3.2-76 アンカーボルトのコーンせん断力に対する評価結果

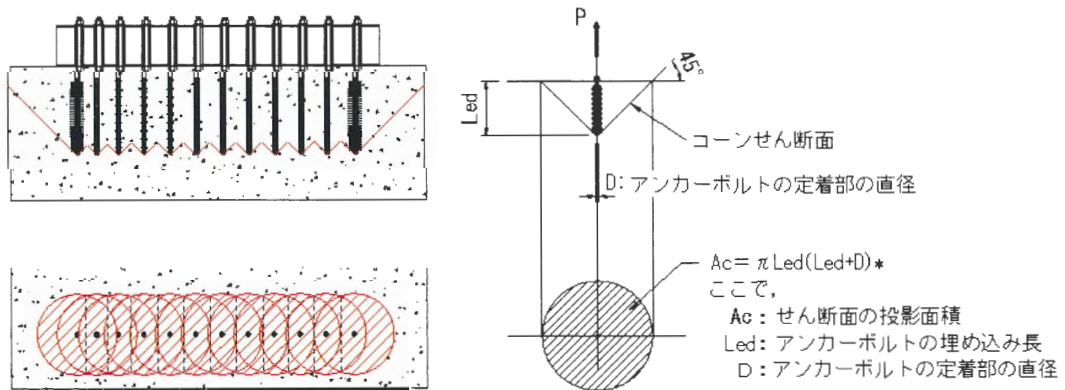
基礎	定着部の コーンせん断 応力度 τ_{coa} (N/mm ²)	① コンクリート強度で 決まる 短期許容コーン せん断応力度 τ_{coa1} (N/mm ²)	② 補強鉄筋に よる 短期許容コーン せん断応力度の増分 $\Delta\tau_{cos} = \tau_{coa} -$ $1/2 \times \tau_{coa1}$ (N/mm ²)	①+② 短期許容コーン せん断応力度 (N/mm ²)	照査値*
南基礎	0.938	0.825	0.525	1.350	0.70
北基礎	1.164	0.825	0.752	1.577	0.74

注記 * : 水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による断面力の組合せを用いた照査値
照査値が最大となる面内曲げモーメント M_y 最大時の結果を示す。

(コーンせん断に対する補強のために配置する鉄筋量)

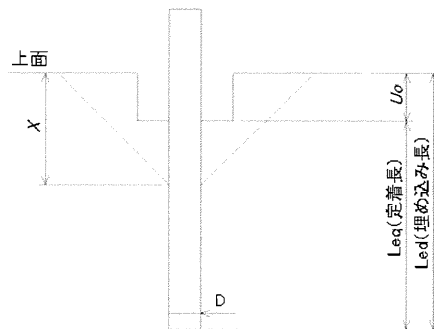
基礎	②の補強に 必要となる鉄筋量 (mm ² /m ²)	鉄筋仕様 2-D25@300 (mm ² /m ²)
南基礎	1751	3378
北基礎	2505	3378

注記 鉄筋仕様の表記：1列当たりの本数-異形鉄筋径@水平間隔 mm



* 近接するアンカーボルトの投影面積が重なる場合は、
重なる部分を均等にそれぞれのアンカーボルトに振り分ける。

図 3.2-102 アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積



$$P_{cone}(X) = \tau_{c0s} \times A_c(X)$$

$$P_{bond}(X) = \tau \times \pi \times D \times (X - U_o) \times n \quad (U_o \leq X \leq Led)$$

ここで、

$P_{cone}(X)$: せん断部分の短期許容コーンせん断応力 (N)

τ_{c0s1} : コンクリートそのものの強度で決まる短期許容コーンせん断応力度 (N/mm²)

τ_{c0s2} : 鉄筋補強を考慮した短期許容コーンせん断応力度 (N/mm²)

$\Delta \tau_{c0s}$: 鉄筋補強による短期許容コーンせん断応力度の増分 (N/mm²)

$$\Delta \tau_{c0s} = \tau_{c0s2} - \tau_{c0s1} / 2$$

$A_c(X)$: 深さXのときのコーンせん断面の投影面積 (mm²)

$P_{bond}(X)$: 深さXまでのアンカーボルトに生じる付着力の和 (コーンせん断応力) (N)

τ_{c0s} : 定着部のコーンせん断応力度 (N/mm²)

τ : アンカーボルトに発生するせん断応力度 (付着応力度) (N/mm²)

D: アンカーボルトの定着部の直径 (mm)

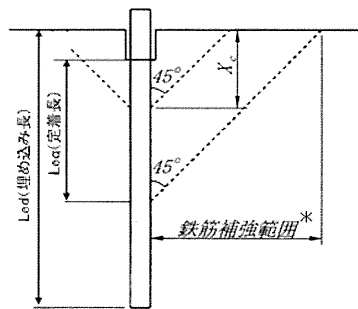
U_o : アンボンド長 (mm)

n: 着目群のボルト本数 (本)

Led: アンカーボルトの埋め込み長

Leq: アンカーボルトの定着長

図 3.2-103 コーンせん断の概念図及び計算式



$$A_{s \cdot req} = A_s / A_o$$

$$A_s = 1.15 \times \Delta \tau_{c0s} \times A_c / \sigma_{sy}$$

ここで、

$A_{s \cdot req}$: 単位せん断面積当たりの必要鉄筋量 (mm²/mm²)

A_s : 必要鉄筋量 (mm²)

$\Delta \tau_{c0s}$: 鉄筋補強による短期許容コーンせん断応力度の増分 (N/mm²)

A_o : コーンせん断面の投影面積 (mm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

* 補強鉄筋は定着長の深さから 45° の範囲に設置する。

図 3.2-104 補強鉄筋範囲の概念図及び計算式

e. 中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果

中詰め鉄筋コンクリートの設計荷重は、鋼製防護壁における3次元動的フレーム解析に基づき算出される接合部の断面力とする。

中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価では、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。また、せん断力に対する照査は、堤軸方向断面及び堤軸直交方向断面ごとに行う。

中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果を表 3.2-77 に、水平せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図を図 3.2-105 に示す。南北基礎とも工認設計モデルの照査値の 1.5 倍程度に増加しているが、照査値は 0.40 以下と比較的小さい。鋼製防護壁基礎に地中連続壁部を考慮することで、堤軸方向（面内方向）の拘束度が高まった結果、接合部の面内せん断力が増加していることが分かる。

評価結果より中詰め鉄筋コンクリートに発生せん断力が短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、中詰め鉄筋コンクリートの発生水平せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 3.2-77 中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果

基礎	発生せん断力 (kN)	鉄筋仕様	短期許容せん断力 (kN)	照査値*
南基礎	87102	14-D35@200	221212	0.40
北基礎	75542	14-D35@200	221212	0.35

注記 *：水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による断面力の組合せを用いた照査値
鉄筋仕様の表記：1段当たりの本数-異形鉄筋径@鉛直間隔 mm
照査値が最大となる面内せん断力 S_x 最大時の結果を示す。

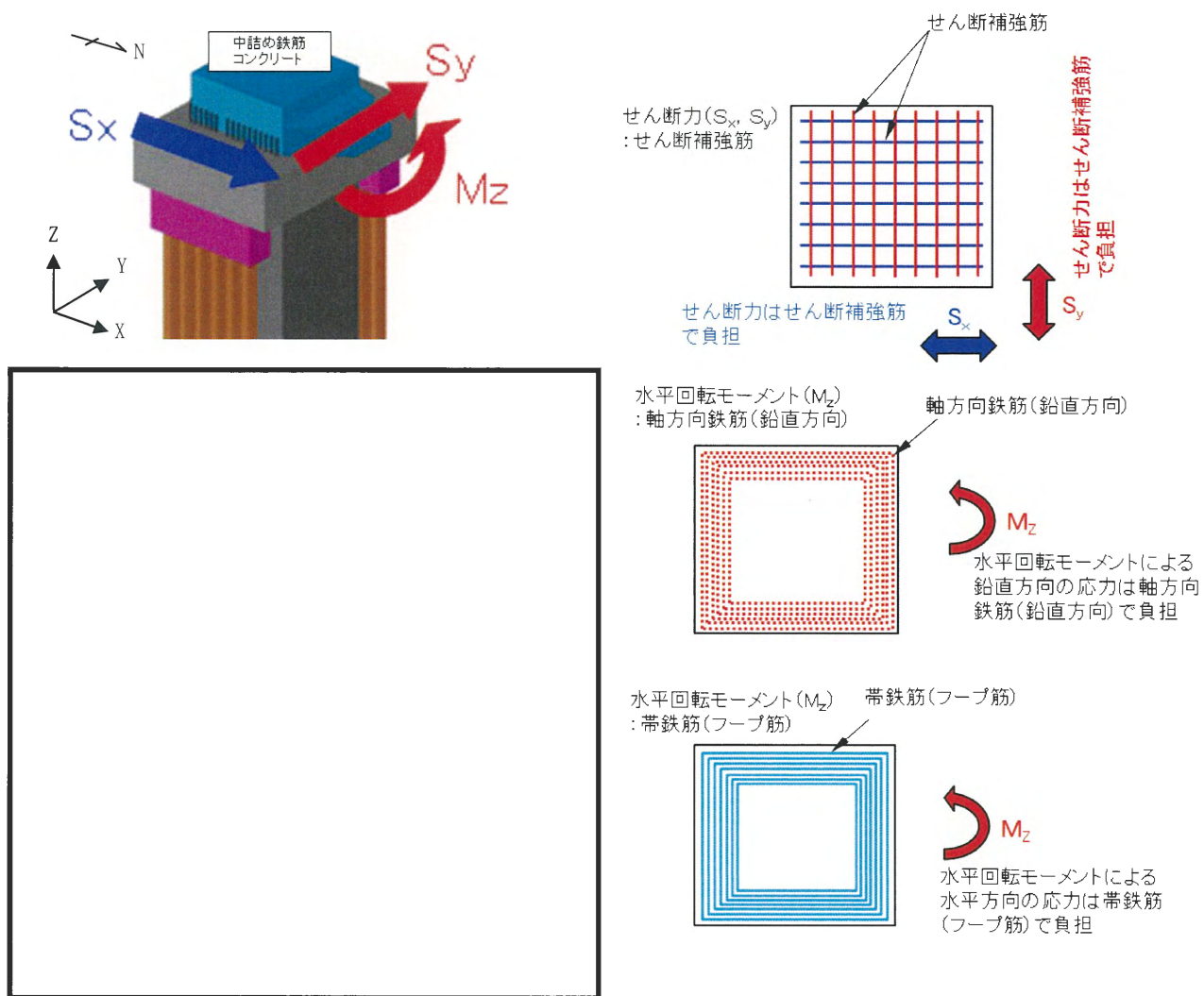


図 3.2-105 せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図

f. 中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果

中詰め鉄筋コンクリートの設計荷重は、鋼製防護壁における3次元動的フレーム解析に基づき算出される接合部の断面力とする。

中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価では、水平回転により横方向鉄筋（水平方向）及び軸方向鉄筋（鉛直方向）に発生する応力度が、短期許容応力度以下であることを確認する。配置鉄筋は、材質SD490のD38鉄筋を鉛直方向の間隔200mmで7本配置した横方向鉄筋（水平方向）と、材質SD490のD51鉄筋を水平方向の間隔150mmで7段配置した軸方向鉄筋（鉛直方向）で構成する。

中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果を表3.2-78に、水平せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図を図3.2-105に示す。南基礎では工認設計モデルの照査値を若干上回るものの、北基礎も含めてほぼ同程度となっている。前述の面内せん断力に比べて鋼製防護壁基礎による拘束の影響は軽微である。

評価結果より中詰め鉄筋コンクリートの横方向鉄筋（水平方向）及び軸方向鉄筋（鉛直方向）の発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントによる発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 3.2-78 中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果

基礎	水平回転 モーメント M_z (kN・m)	横方向鉄筋 (水平方向)				軸方向鉄筋 (鉛直方向)			
		鉄筋 仕様	発生 応力度 (N/mm ²)	短期 許容応力度 (N/mm ²)	照査値*	鉄筋 仕様	発生 応力度 (N/mm ²)	短期 許容応力度 (N/mm ²)	照査値*
南基礎	1262840	7-D38 @200	190	435	0.44	7-D51 @150	109	435	0.26
北基礎	1130280	7-D38 @200	170	435	0.40	7-D51 @150	98	435	0.23

注記 *：水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による断面力の組合せを用いた照査値

横方向鉄筋（水平方向）仕様の表記：段数-異形鉄筋径@鉛直間隔mm

軸方向鉄筋（鉛直方向）仕様の表記：段数-異形鉄筋径@水平間隔mm

照査値が最大となる面内曲げモーメント M_z 絶対値最大時の結果を示す。

g. 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の接合部に対する評価結果

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻とは、鋼殻側にずれ止めのためのスタッドを配置して一体化する。鋼製防護壁における3次元動的フレーム解析から、南北基礎の支点において着目する断面力成分が絶対値最大となる時刻における断面力の組合せを抽出し、南北方向及び東西方向に配置される鋼板及び隔壁に必要となるスタッド量を算定する。なお、水平方向のせん断力に加えて、モーメントによる偶力についても考慮する。これらの断面力の組合せのうち、合計スタッド量が最大となる断面力の組合せに基づき、配置するスタッド間隔を決定する。

スタッドの評価結果を表 3.2-79 に、スタッド量の算定方法を図 3.2-106 に、スタッドの仕様及び配置図を図 3.2-107 に示す。必要スタッド量を工認設計モデルと比べると、南北面で同程度、東西面でやや低減される結果となっている。水平せん断力に対する評価で前述の通り、面内せん断力については鋼製防護壁基礎の拘束度が高まることで増加する一方で、回転変位の低減によって面内曲げモーメントが低下することで偶力の影響も低下している。

各着目ケースの設計断面力に対し、必要量以上のスタッドを配置できることを確認した。なお、スタッドは外面鋼板の内面及び水平隔壁の下面、鉛直隔壁の両面に100×100mm間隔で配置する。

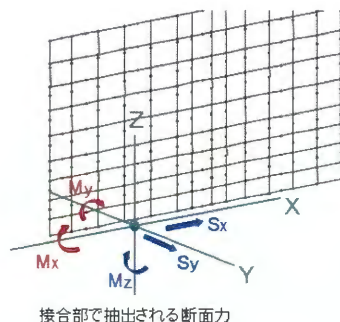
表 3.2-79 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の一体化のためのスタッドの評価結果

部位	着目 ケース	M_x (kN・m)	M_y (kN・m)	M_z (kN・m)	S_x (kN)	S_y (kN)	必要 スタッド量* (配置間隔)	配置可能 スタッド量* (配置間隔)
南北面	M_x 最小	-1166080	-192463	52242	27558	-2417	193 mm ×193 mm	100 mm ×100 mm
	M_y 最小	-968344	-297591	26644	31689	-12946	213 mm ×213 mm	
	M_z 最小	-325729	-138680	-1262840	80347	-34684	211 mm ×211 mm	
	S_x 最大	-88970	-19552	-1230020	87102	-32634	253 mm ×253 mm	
	S_y 最小	-664176	-239359	-854580	70786	-45044	198 mm ×198 mm	
東西面	M_x 最小	-1166080	-192463	52242	27558	-2417	549 mm ×549 mm	100 mm ×100 mm
	M_y 最小	-968344	-297591	26644	31689	-12946	452 mm ×452 mm	
	M_z 最小	-325729	-138680	-1262840	80347	-34684	308 mm ×308 mm	
	S_x 最大	-88970	-19552	-1230020	87102	-32634	354 mm ×354 mm	
	S_y 最大	-664176	-239359	-854580	70786	-45044	343 mm ×343 mm	

注記 水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による評価結果

着目断面力の絶対値が最大となるケースを示す。

ハッチ部は最小配置間隔を示す。

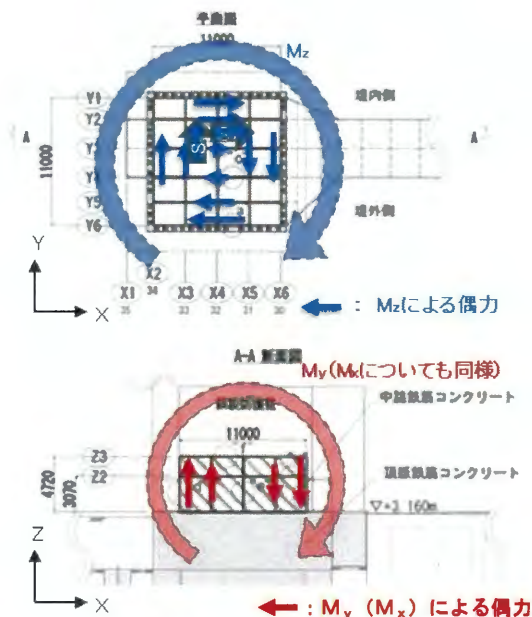


接合部で抽出される断面力

- ・3次元動的フレーム解析から、各断面力成分が最大となる時刻における断面力を抽出する。
- ・これらを組み合わせて、南北方向及び東西方向に配置される鋼板及び隔壁の必要スタッド量を算定する。
- ・これらの断面力の組合せのうち、スタッド量が最大となる断面力の組合せに基づき、配置するスタッド量を決定する。

(スタッドを配置する隔壁)

断面力	種別	隔壁方向
M_x	偶力	東西面
M_y	偶力	南北面
M_z	偶力	東西・南北面
S_x	水平力	南北面・水平面
S_y	水平力	東西面・水平面



スタッドの短期許容せん断力

(道路橋示方書(Ⅱ鋼橋編)・同解説(日本道路協会, 平成14年3月))

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

Q_a : スタッドの短期許容せん断力 (N/本)

d : スタッドの軸径 (mm)

H : スタッドの全高, 150 mm 程度を標準とする (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (=50 N/mm²)

図 3.2-106 スタッド量の算定方法

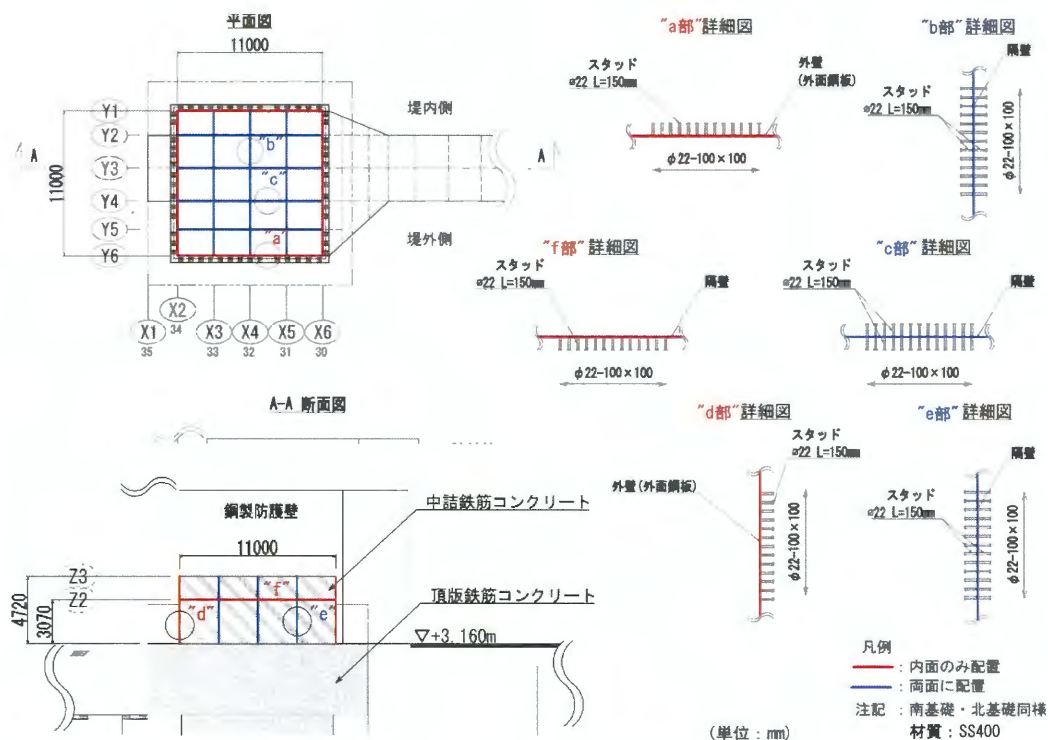


図 3.2-107 スタッドの仕様及び配置図

(4) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価は、2次元有効応力解析から算出される基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

中実鉄筋コンクリート底面における評価結果を表 3.2-81～表 3.2-84 に、基礎地盤における接地圧分布を図 3.2-109～図 3.2-132 に示す。支持性能に対する評価は、地中連続壁部を構造として考慮しない評価とするため、解析で算出された地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートを合わせた幅 15.5 m に対する接地圧を中実鉄筋コンクリートの幅 10.7 m に換算した値を示している。

鋼管杭下端については、杭記号位置を図 3.2-108 に、群杭効果を考慮した評価結果を表 3.2-85～表 3.2-88 に、基礎地盤における接地圧分布を図 3.2-133～図 3.2-144 に示す。

中実鉄筋コンクリート底面における最大接地圧は、南基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-31$ [H+, V+] (地盤ケース④, ①-①断面) で 2726 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 5991 kN/m^2 以下である。また、北基礎においては、入力地震動 $S_{\text{e}}-31$ [H+, V+] (地盤ケース④, ①-①断面) で 4533 kN/m^2 であり、極限支持力度 6116 kN/m^2 以下である。

鋼管杭下端における最大接地圧は、南基礎において入力地震動 $S_{\text{e}}-D1$ [H-, V-] (地盤ケース②, ③-③断面) で 4017 kN/m^2 であり、極限支持力度 5039 kN/m^2 以下である。また、北基礎においては、入力地震動 $S_{\text{e}}-31$ [H+, V+] (地盤ケース④, ②-②断面) で 4014 kN/m^2 であり、極限支持力度 5092 kN/m^2 以下となる。なお、鋼管杭の極限支持力度は仮想ケーソン基礎と見なして設定するのは「1. 防潮堤 (鋼製防護壁) の耐震計算書に関する補足説明」の「4.9.3 (4) 基礎地盤の支持性能」と同じである。鋼管杭の極限支持力度の算出方法を表 3.2-80 に示す。

堤軸方向 (①-①断面) については、鋼製防護壁による拘束により南北基礎間の相互作用の影響により中実鉄筋コンクリートの負担が大きく現れているのに対し、堤軸直交方向 (②-②断面, ③-③断面) では鋼管杭に負担が移行する傾向にある。また、堤軸方向 (①-①断面) では地層が北側へ傾斜していることを反映してそれぞれの基礎の北側で最大接地圧が生じ、堤軸直交方向 (②-②断面, ③-③断面) では、護岸に近接している影響で海側の地盤反力が相対的に低く、海側 (東側) に変位が累積することから海側 (東側) で最大接地圧が生じている。

地中連続壁部を考慮することで、鋼管杭への荷重負担が軽減されたことにより、最大接地圧が低減している。

以上のことから、鋼製防護壁の基礎地盤は、基準地震動 S_{e} に対し、十分な支持性能を有することを確認した。

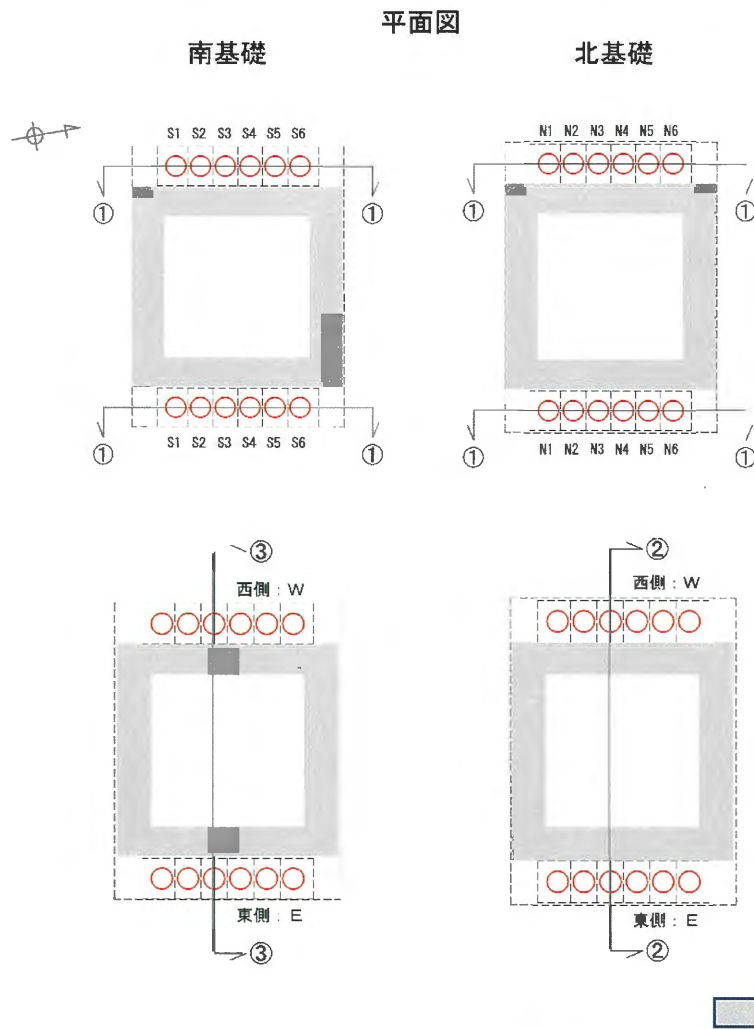


図 3.2-108 杭記号位置図（鋼管杭）

表 3.2-80 鋼管杭の極限支持力度の算出方法

項目		単位	北基礎	南基礎	算定式
基礎地盤標高	Z	T.P. m	-60.24	-54.24	
基礎地盤の非排水せん断強度	C _{c u u}	kN/m ²	1045.4	1024.7	C _{c u u} =(0.837-0.00346・Z)×1000
形状係数	α	-	1.043	1.043	α=1+0.3×(B/D), B=1.498 m, D=10.498 m
支持力係数	N _c	-	5.1	5.1	φ=0
ケーソン基礎底面積	A _G	m ²	15.244	15.244	*2
置き換えられる土の有効重量	W	kN	7149.8	6272.6	*3
極限支持力	Q _p	kN	77624	76818	Q _p =A _G ・(α・C _{c u u} ・N _c)-W ^{*1}
許容限界 (極限支持力度)	q _d	kN/m ²	5092	5039	q _d =Q _p /A _G

注記 *1: 極限支持力は、道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成24年3月)

記載の式を用いて求める。

$$Q_p = A_G q_d' - W$$

$$= A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cu} \cdot N_c + 1/2 \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q) - W$$

ここで、

Q_p : 極限支持力 (kN)

A_G : ケーソン基礎底面積 (m²)

W: ケーソンで置き換えられる土の有効重量 (kN)

q_d : 極限支持力度 (kN/m²)

q_d' : ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

C_{cu} : 基礎地盤の非排水せん断強度 (kN/m²)

α, β : 形状係数

形状係数	基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判形
α		1.0	1.3	$1 + 0.3 \times (B/D)$
β		1.0	0.6	$1 - 0.4 \times (B/D)$

B: ケーソン側面幅 (m)

D: ケーソン前面幅 (m)

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)

D_f : 有効根入れ深さ (m)

支持性能評価における保守的な配慮として、支持力算定式の第3項 $\gamma_2 D_f N_q$ は0と仮定する。

支持力係数は、せん断抵抗角 $\phi = 0$ を踏まえ、 $N_c = 5.1$, $N_\gamma = 0$ と設定する。

以上より、極限支持力は下式より求める。

$$Q_p = A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cu} \cdot N_c) - W$$

*2: ケーソン基礎底面積は、下記斜線部の面積を求める。

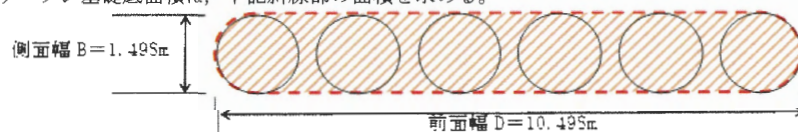


表 3.2-81 ①-①断面南基礎地盤の支持性能評価結果（中実鉄筋コンクリート底面）

地盤ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -31	H+, V+	2689	5991
②	S _s -31	H+, V+	2674	5991
③	S _s -31	H+, V+	2702	5991
④	S _s -31	H+, V+	2726	5991
⑤	S _s -31	H+, V+	2685	5991
⑥	S _s -31	H+, V+	2671	5991

注記 : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大接地圧を示す。

表 3.2-82 ①-①断面北基礎地盤の支持性能評価結果（中実鉄筋コンクリート底面）

地盤ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -31	H+, V+	4458	6116
②	S _s -31	H+, V+	4446	6116
③	S _s -31	H+, V+	4482	6116
④	S _s -31	H+, V+	4533	6116
⑤	S _s -31	H+, V+	4431	6116
⑥	S _s -31	H+, V+	4410	6116

注記 : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大接地圧を示す。

表 3.2-83 ③-③断面南基礎地盤の支持性能評価結果（中実鉄筋コンクリート底面）

地盤ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -D1	H-, V-	2447	5991
②	S _s -D1	H-, V-	2466	5991
③	S _s -D1	H-, V-	2401	5991
④	S _s -D1	H-, V-	2429	5991
⑤	S _s -D1	H-, V-	2448	5991
⑥	S _s -D1	H-, V-	2455	5991

注記：①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大接地圧を示す。

表 3.2-84 ②-②断面北基礎地盤の支持性能評価結果（中実鉄筋コンクリート底面）

地盤ケース	地震動	位相	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -31	H+, V+	3706	6116
②	S _s -31	H+, V+	3715	6116
③	S _s -31	H+, V+	3714	6116
④	S _s -31	H+, V+	3755	6116
⑤	S _s -31	H+, V+	3586	6116
⑥	S _s -31	H+, V+	3572	6116

注記：①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大接地圧を示す。

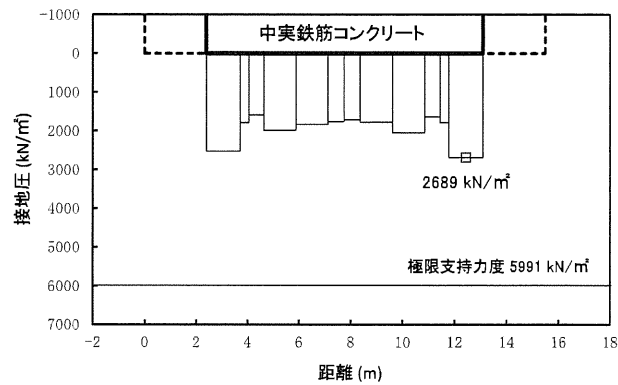


図 3.2-109 ①-①断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

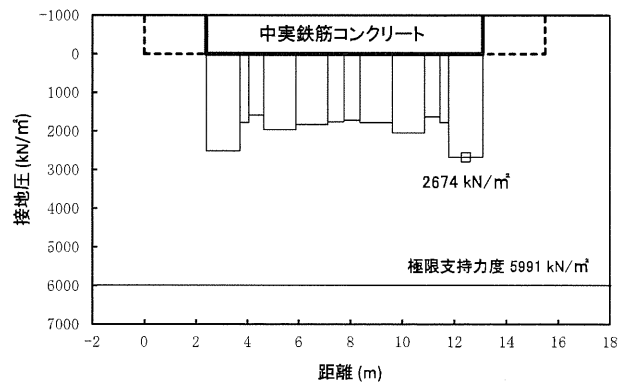


図 3.2-110 ①-①断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

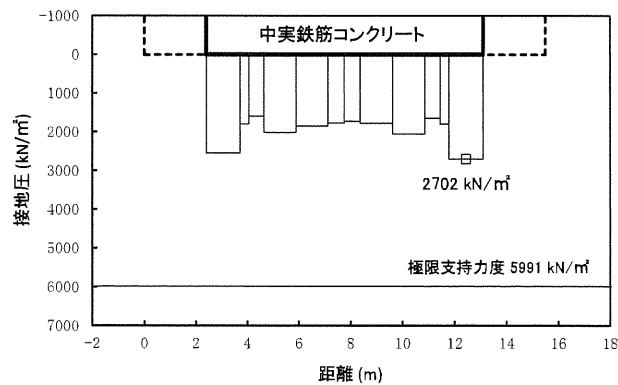


図 3.2-111 ①-①断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

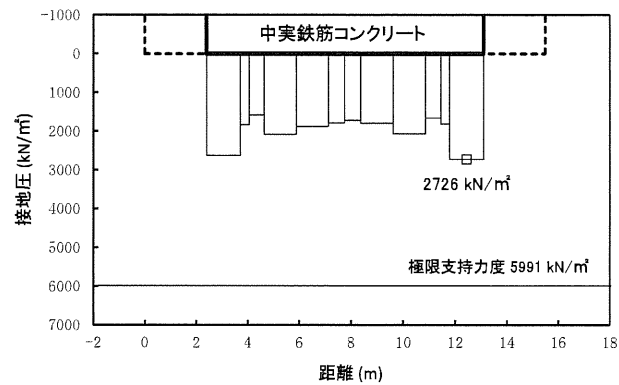


図 3.2-112 ①-①断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

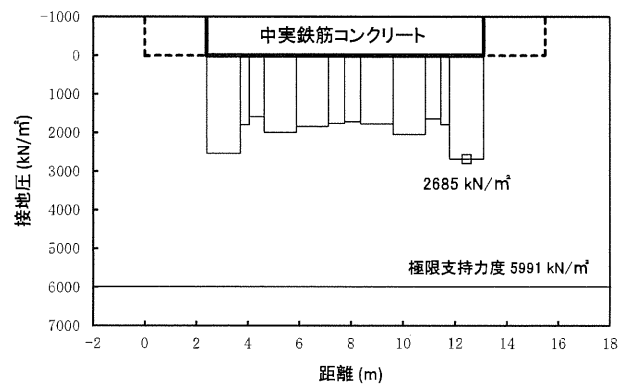


図 3.2-113 ①-①断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

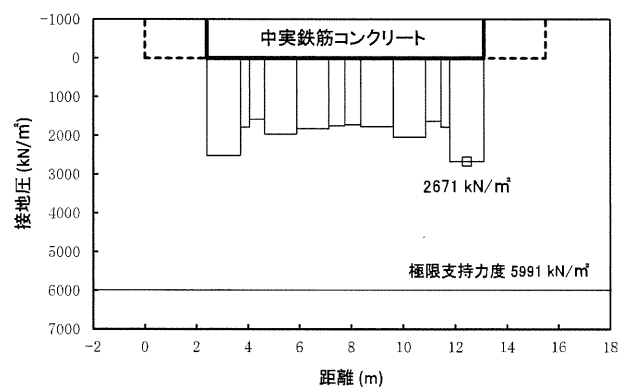


図 3.2-114 ①-①断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

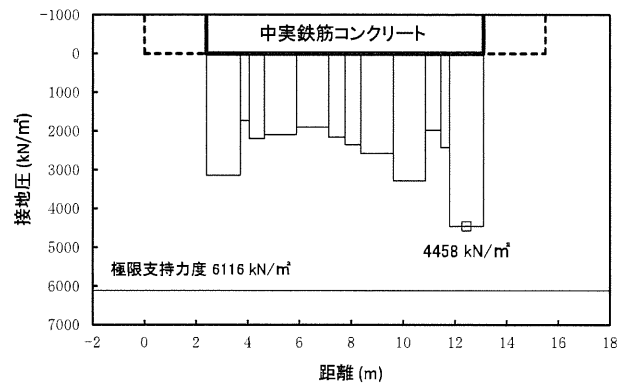


図 3.2-115 ①-①断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(地盤ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)

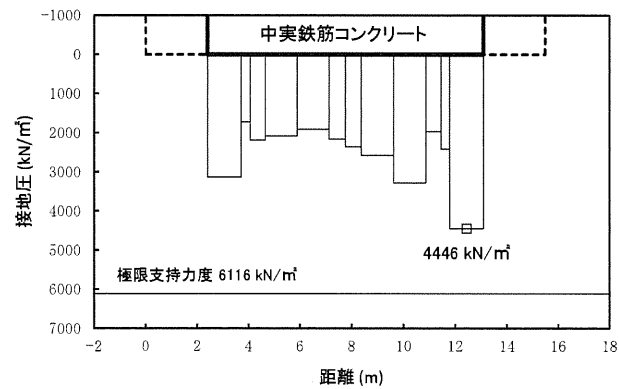


図 3.2-116 ①-①断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

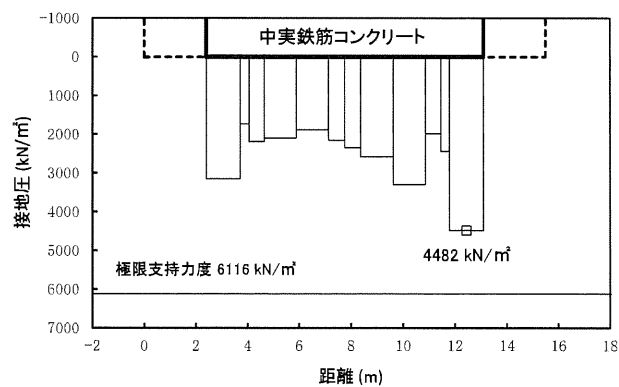


図 3.2-117 ①-①断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-31 [H+, V+])
(地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

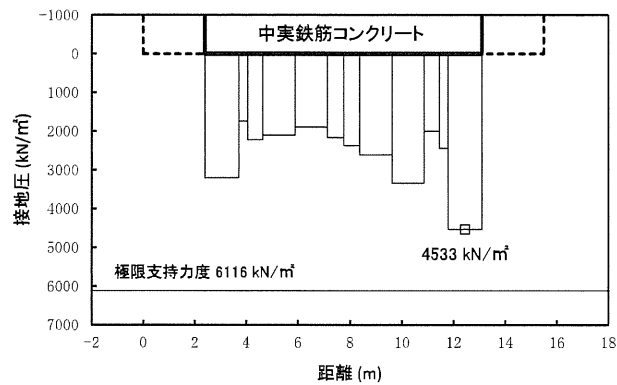


図 3.2-118 ①-①断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

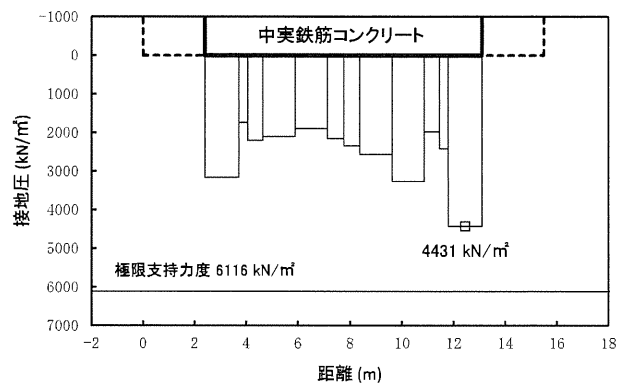


図 3.2-119 ①-①断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

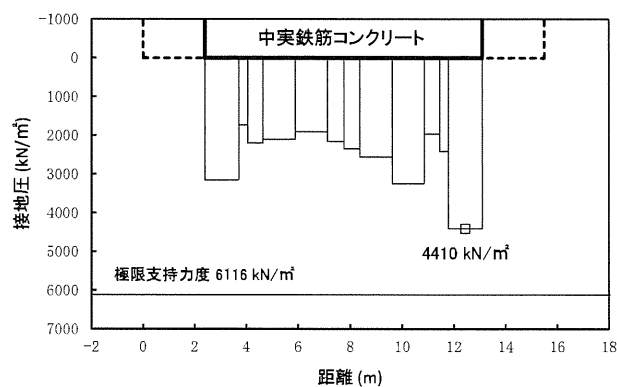


図 3.2-120 ①-①断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

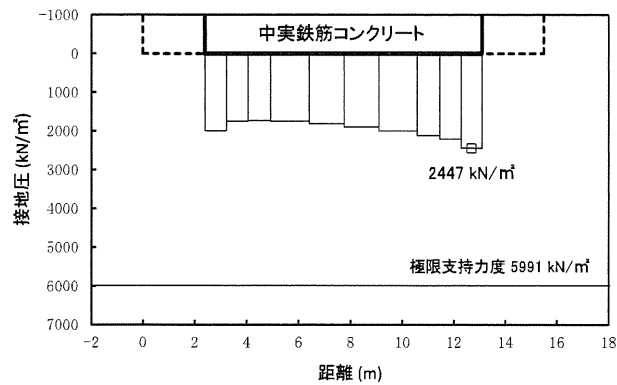


図 3.2-121 ③-③断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(地盤ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)

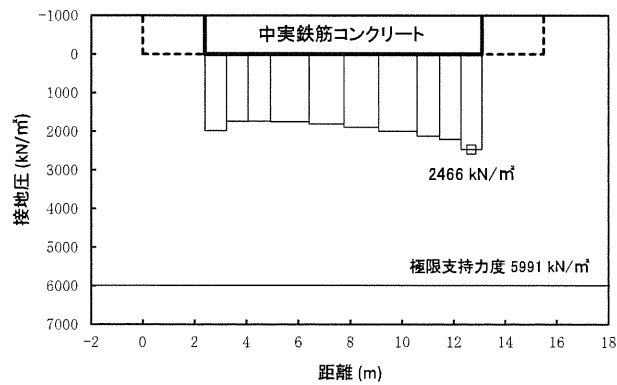


図 3.2-122 ③-③断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

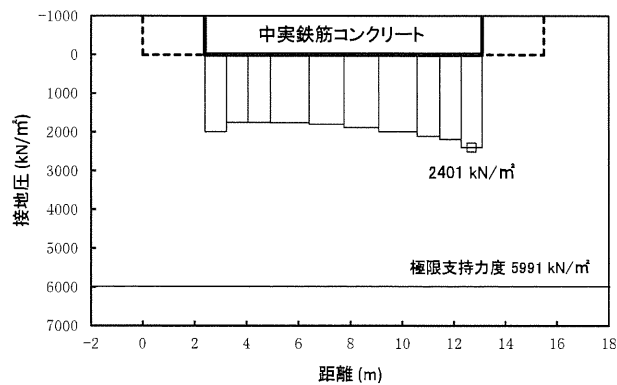


図 3.2-123 ③-③断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

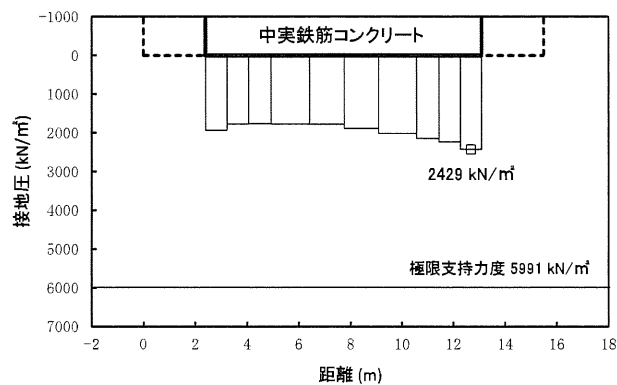


図 3.2-124 ③-③断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

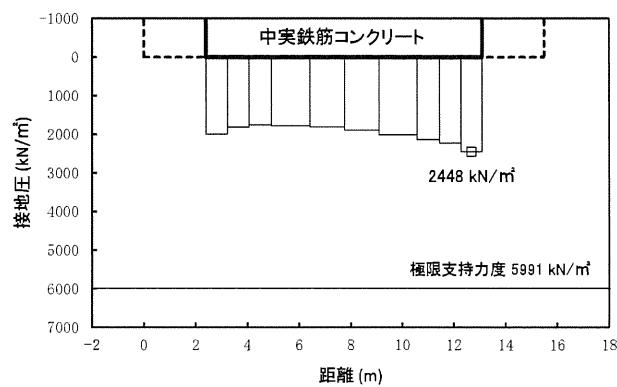


図 3.2-125 ③-③断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

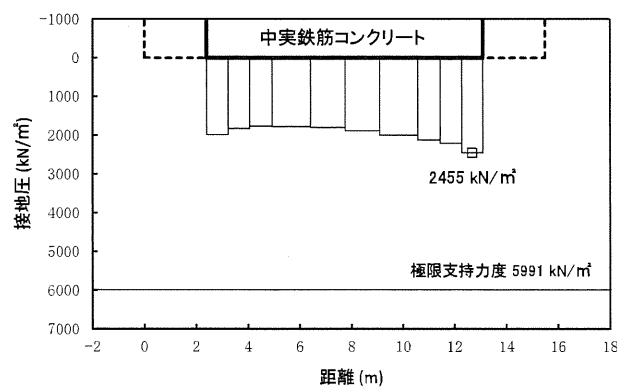


図 3.2-126 ③-③断面南基礎地盤の最大接地圧分布図 (S_s-D1 [H-, V-])
(地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

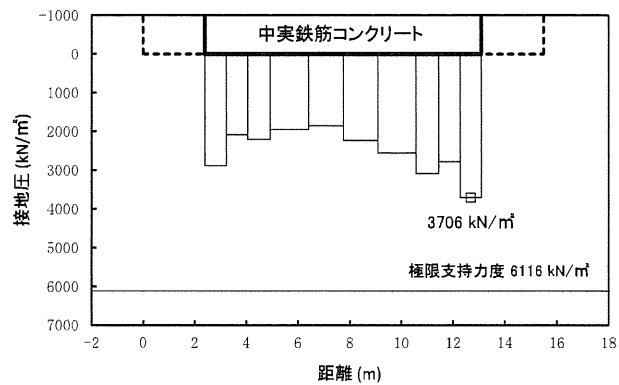


図 3.2-127 ②-②断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース)

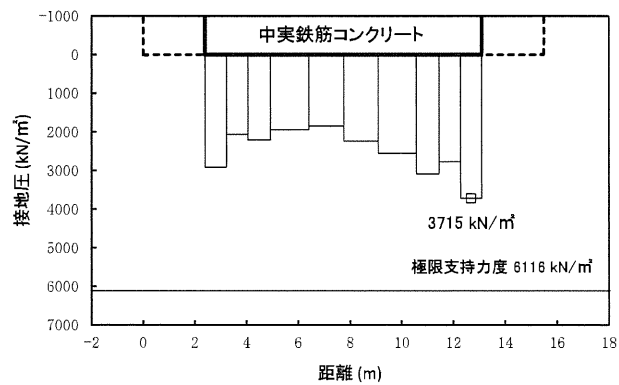


図 3.2-128 ②-②断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

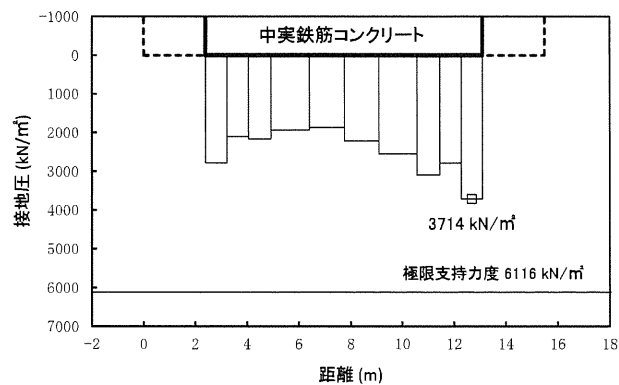


図 3.2-129 ②-②断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 31 [H+, V+]$)
(地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース)

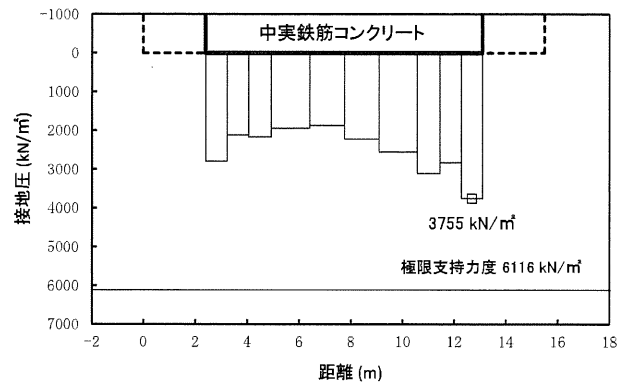


図 3.2-130 ②-②断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

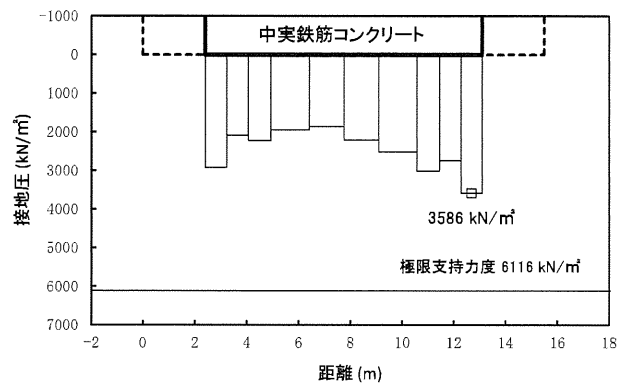


図 3.2-131 ②-②断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

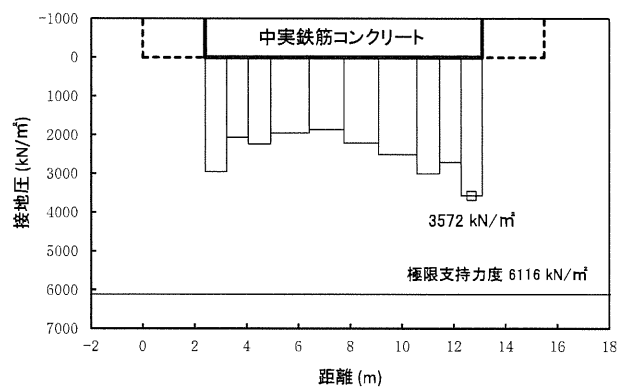


図 3.2-132 ②-②断面北基礎地盤の最大接地圧分布図 ($S_s - 3.1 [H+, V+]$)
(地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

表 3.2-85 ①-①断面南基礎地盤の支持性能評価結果（鋼管杭下端）

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	最大接地圧	極限支持力度
				(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -31	H+, V+	S6	993	5039
②	S _s -31	H+, V+	S6	984	5039
③	S _s -31	H+, V+	S6	1006	5039
④	S _s -31	H+, V+	S6	1107	5039
⑤	S _s -31	H+, V+	S6	1000	5039
⑥	S _s -31	H+, V+	S6	993	5039

注記：①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

杭記号位置は図 3.2-108 に示す。ハッチ部は最大接地圧を示す。

表 3.2-86 ①-①断面北基礎地盤の支持性能評価結果（鋼管杭下端）

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	最大接地圧	極限支持力度
				(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -31	H+, V+	N6	1211	5092
②	S _s -31	H+, V+	N6	1209	5092
③	S _s -31	H+, V+	N6	1214	5092
④	S _s -31	H+, V+	N6	1229	5092
⑤	S _s -31	H+, V+	N6	1220	5092
⑥	S _s -31	H+, V+	N6	1223	5092

注記：①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

杭記号位置は図 3.2-108 に示す。ハッチ部は最大接地圧を示す。

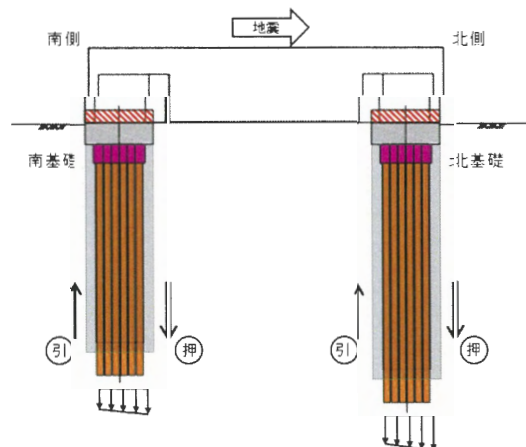


表 3.2-87 ③-③断面南基礎地盤の支持性能評価結果（鋼管杭下端）

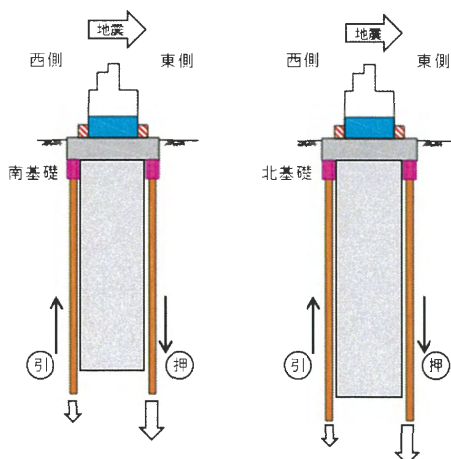
地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	最大接地圧	極限支持力度
				(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -D1	H-, V-	東側	3974	5039
②	S _s -D1	H-, V-	東側	4017	5039
③	S _s -D1	H-, V-	東側	3751	5039
④	S _s -D1	H-, V-	東側	4015	5039
⑤	S _s -D1	H-, V-	東側	3488	5039
⑥	S _s -D1	H-, V-	東側	3420	5039

注記：①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図 3.2-108 に示す。ハッチ部は最大接地圧を示す。

表 3.2-88 ②-②断面北基礎地盤の支持性能評価結果（鋼管杭下端）

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	最大接地圧	極限支持力度
				(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -31	H+, V+	東側	3961	5092
②	S _s -31	H+, V+	東側	3949	5092
③	S _s -31	H+, V+	東側	3965	5092
④	S _s -31	H+, V+	東側	4014	5092
⑤	S _s -31	H+, V+	東側	3920	5092
⑥	S _s -31	H+, V+	東側	3912	5092

注記：①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図 3.2-108 に示す。ハッチ部は最大接地圧を示す。



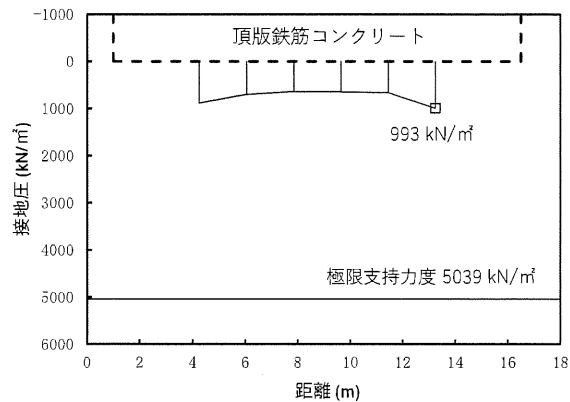


図 3.2-133 ①-①断面南基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ $S_s - 3.1 [H+, V+]$ ）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

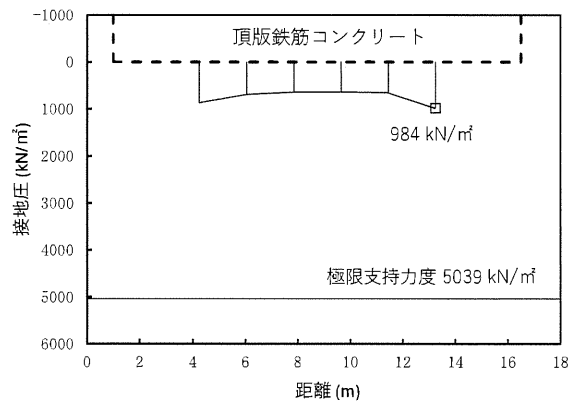


図 3.2-134 ①-①断面南基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ $S_s - 3.1 [H+, V+]$ ）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）

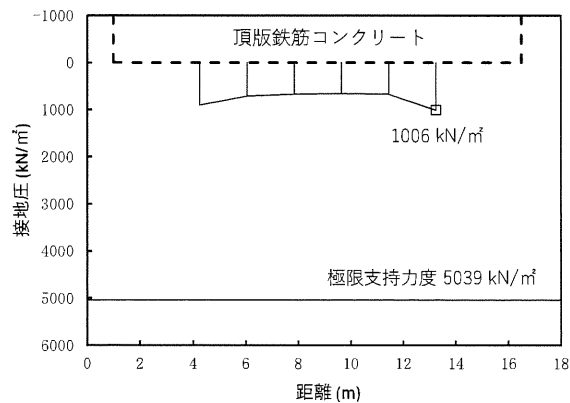


図 3.2-135 ①-①断面南基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ $S_s - 3.1 [H+, V+]$ ）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）

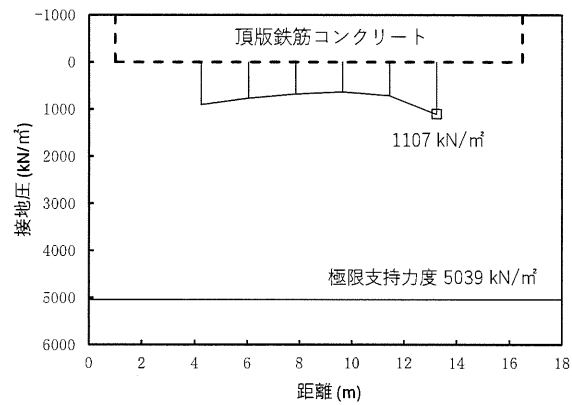


図 3.2-136 ①-①断面南基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 〔H+, V+〕）
 （地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

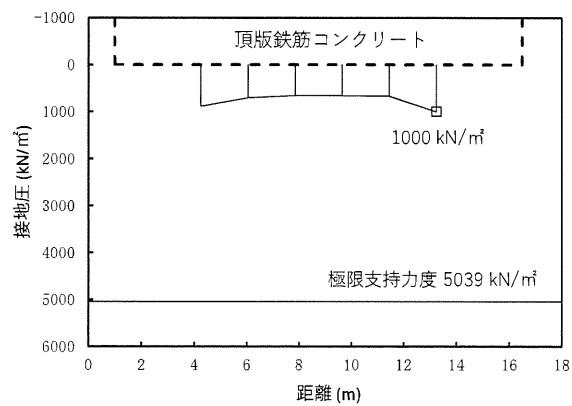


図 3.2-137 ①-①断面南基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 〔H+, V+〕）
 （地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

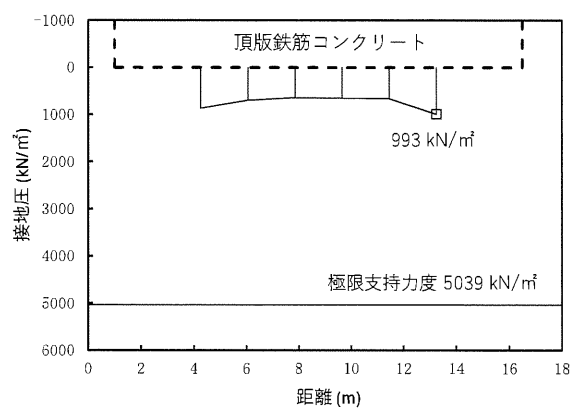


図 3.2-138 ①-①断面南基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 〔H+, V+〕）
 （地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース）

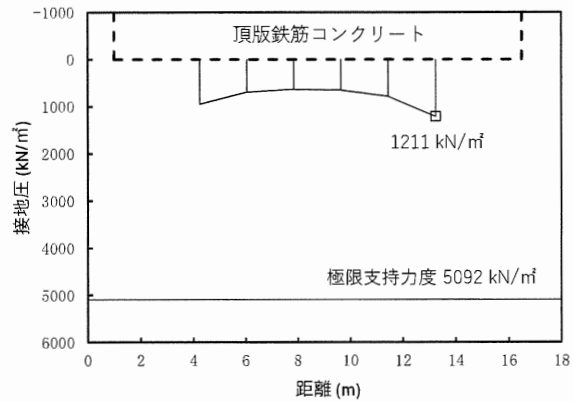


図 3.2-139 ①-①断面北基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 〔H+, V+〕）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

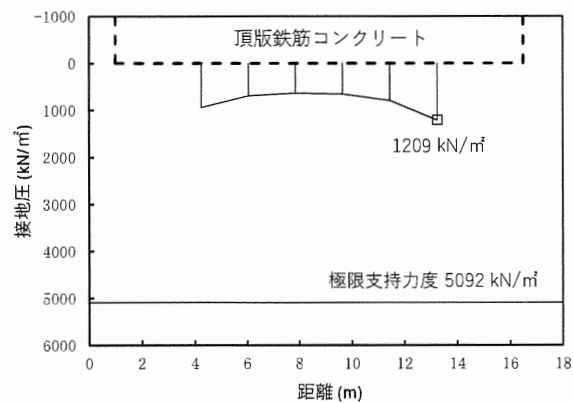


図 3.2-140 ①-①断面北基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 〔H+, V+〕）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）

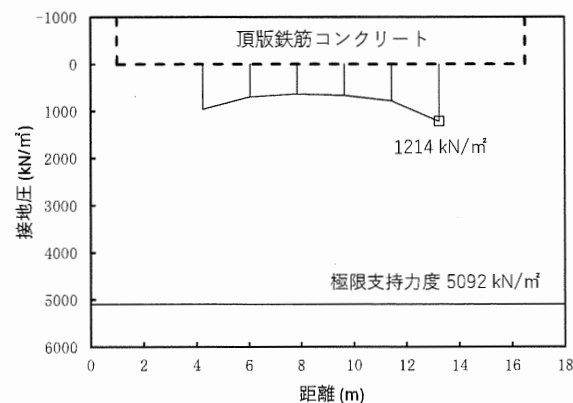


図 3.2-141 ①-①断面北基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 〔H+, V+〕）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）

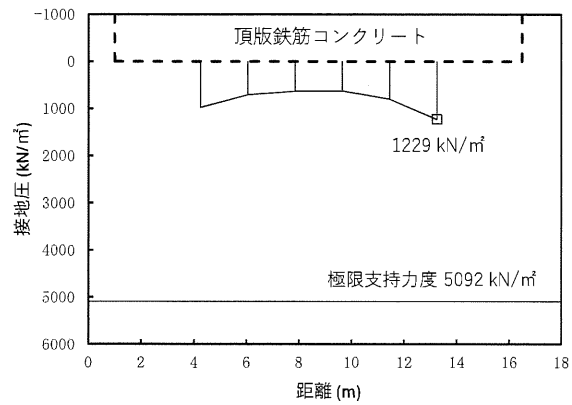


図 3.2-142 ①-①断面北基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 [H+, V+])
 （地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

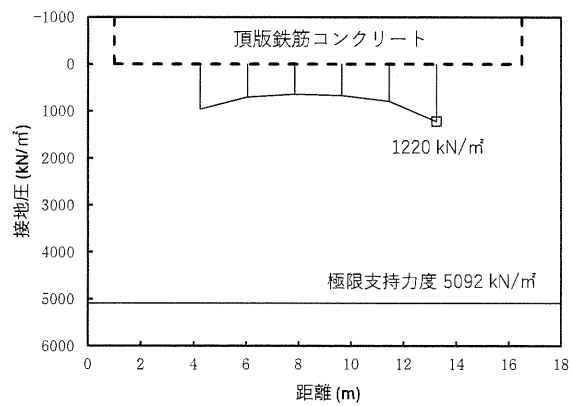


図 3.2-143 ①-①断面北基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 [H+, V+])
 （地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

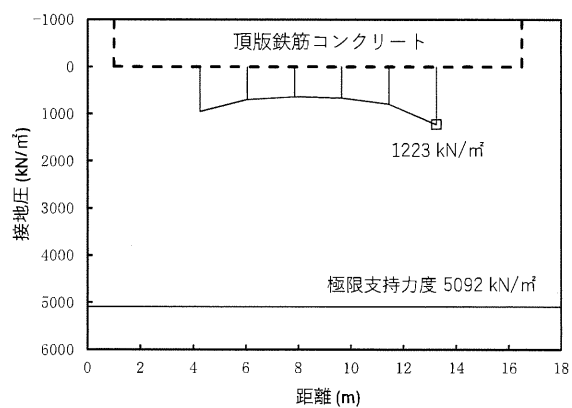


図 3.2-144 ①-①断面北基礎地盤（鋼管杭）の最大接地圧分布図（ S_s-31 [H+, V+])
 （地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース）

3.3 耐震評価のまとめ

耐震評価において、不具合が確認された地中連続壁部を残置することによる影響について検討を行った。

鋼製防護壁基礎のうち、地中連続壁部が直接接する中実鉄筋コンクリートでは、工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が上回り、特にせん断力の照査では0.99と厳しい結果になったものの、許容限界以下であった。

一方、頂版鉄筋コンクリートについては支間長が短縮されることによって断面力が低減されることから、照査値が工認設計モデルの値を下回ることを確認した。

また、鋼管杭、巻立て鉄筋コンクリート及び杭頭接合部については、工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が同等または小さくなる傾向にある。これは、地中連続壁部との一体化を想定した中実鉄筋コンクリートの荷重負担が増大し、逆に鋼管杭、巻立て鉄筋コンクリート及び杭頭接合部の負担が軽減されたためである。

鋼製防護壁は、工認設計モデル及び残置影響評価モデルのいずれにおいても照査値は同等である。残置影響評価モデルでは、地中連続壁部を考慮することにより鋼製防護壁基礎の剛性が増加するため、堤軸方向の地震動に対する鋼製防護壁の拘束効果が現れ、照査値は工認設計モデルと比較してわずかに大きくなっている。

接合部は、工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの照査値が同等または小さくなる傾向があるが、中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する照査値は工認設計モデルの1.5倍程度となっており、地中連続壁部による接合部に対する拘束効果の増加が確認できる。

基礎地盤の支持性能については、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの接地幅で算出される接地圧分布を中実鉄筋コンクリートのみの幅に換算して保守的な評価を行なった結果、工認設計モデルと同等の最大接地圧となり、許容限界以下であることを確認した。また、鋼管杭については荷重負担が軽減されたことにより、最大接地圧も低減している。

以上のことから、不具合が確認された地中連続壁部を残置することによる影響を考慮した場合でも、基準地震動 S_s による地震力に対して、要求機能を維持できることを確認した。

4. 耐津波評価

4.1 残置影響評価方法

4.1.1 評価方法の概要

残置影響評価モデルによる評価方法は、工認設計モデルによる方法と同様とする。

防潮堤（鋼製防護壁）の耐津波評価フローを図 4.1-1 及び図 4.1-2 に示す。耐津波評価は鋼製防護壁基礎、鋼製防護壁、接合部の順に評価する。

津波時及び重畳時の解析については、いずれも鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とした 3次元静的フレーム解析を行う。

ただし、残置影響評価では、地中連続壁部が健全と仮定して中実鉄筋コンクリートと一体化し、鋼管杭、頂版鉄筋コンクリートと共に外力に抵抗する支持形式とする。

津波時については、荷重として地表面から鋼製防護壁天端までの間に分布荷重として載荷する。漂流物については鋼製防護壁に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼製防護壁天端に載荷する。地盤条件は、余震を考慮しない地盤バネを設定する。

重畳時については、余震荷重及び地盤条件を設定するために 1次元有効応力解析を行う。余震荷重は 1次元有効応力解析で算定された地盤変位を 3次元静的フレーム解析モデルの鋼製防護壁基礎に応答変位荷重として入力する。また、1次元有効応力解析で算出される地表面の最大加速度から設計震度を算定し、モデル全体に地震時慣性力として入力する。地盤バネにおける地盤反力係数及び地盤反力上限値については、1次元有効応力解析により算出される、最大地表面加速度、最大地表面変位及び最大せん断ひずみが最大となる時刻の地盤物性により設定する。

地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの断面力については、地中連続壁部が健全で中実鉄筋コンクリートと一体化すると仮定し、最大となる断面力を算出する。また、保守的な照査を行うため、算出した最大断面力に対して地中連続壁部に鉄筋コンクリートとしての耐力を期待せず、中実鉄筋コンクリートのみの部材内に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価は、2次元有効応力解析により算出される基礎地盤に生じる接地圧が許容限界以下であることを確認する。

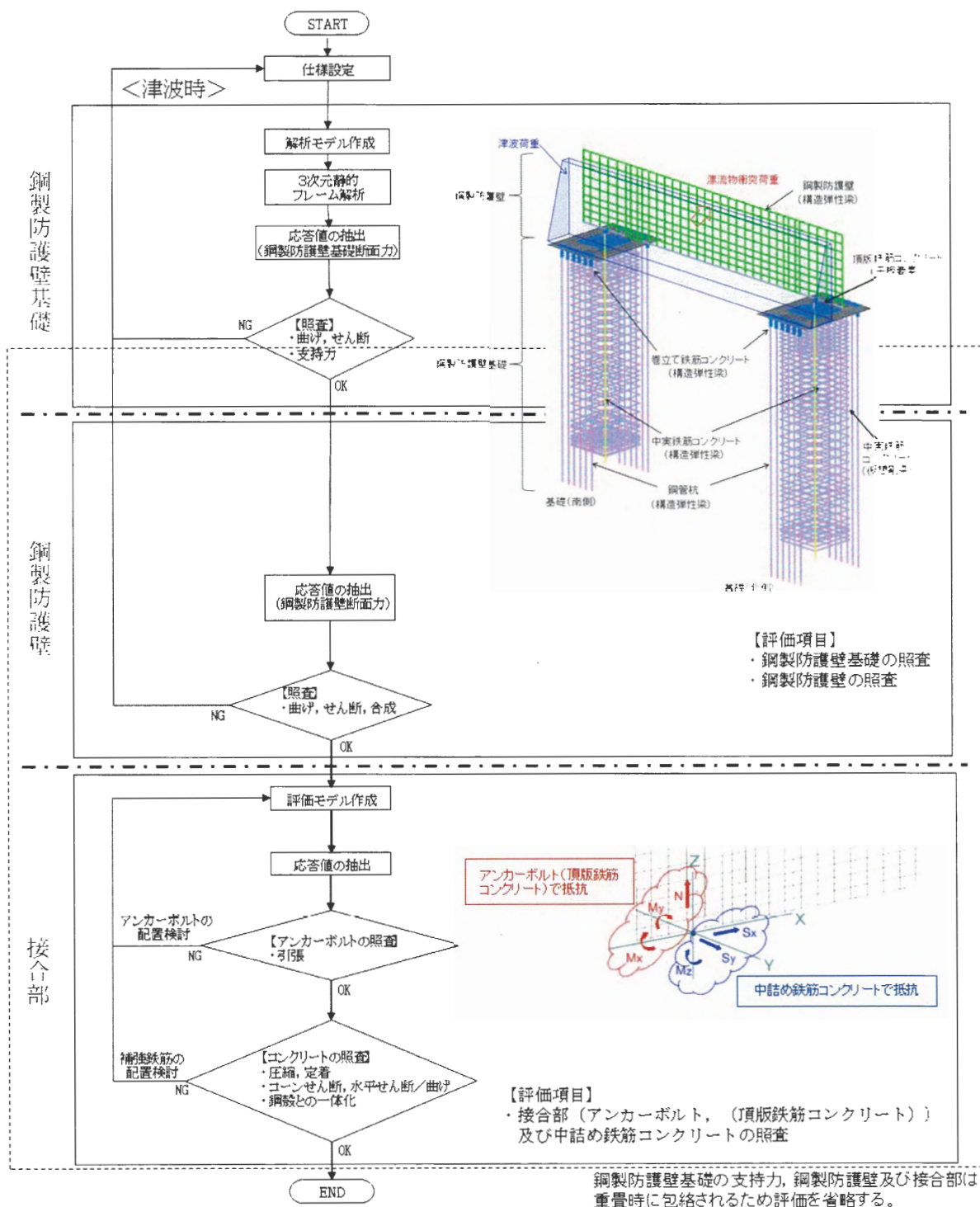


図 4.1-1 鋼製防護壁基礎, 鋼製防護壁及び接合部の耐津波評価フロー (津波時)

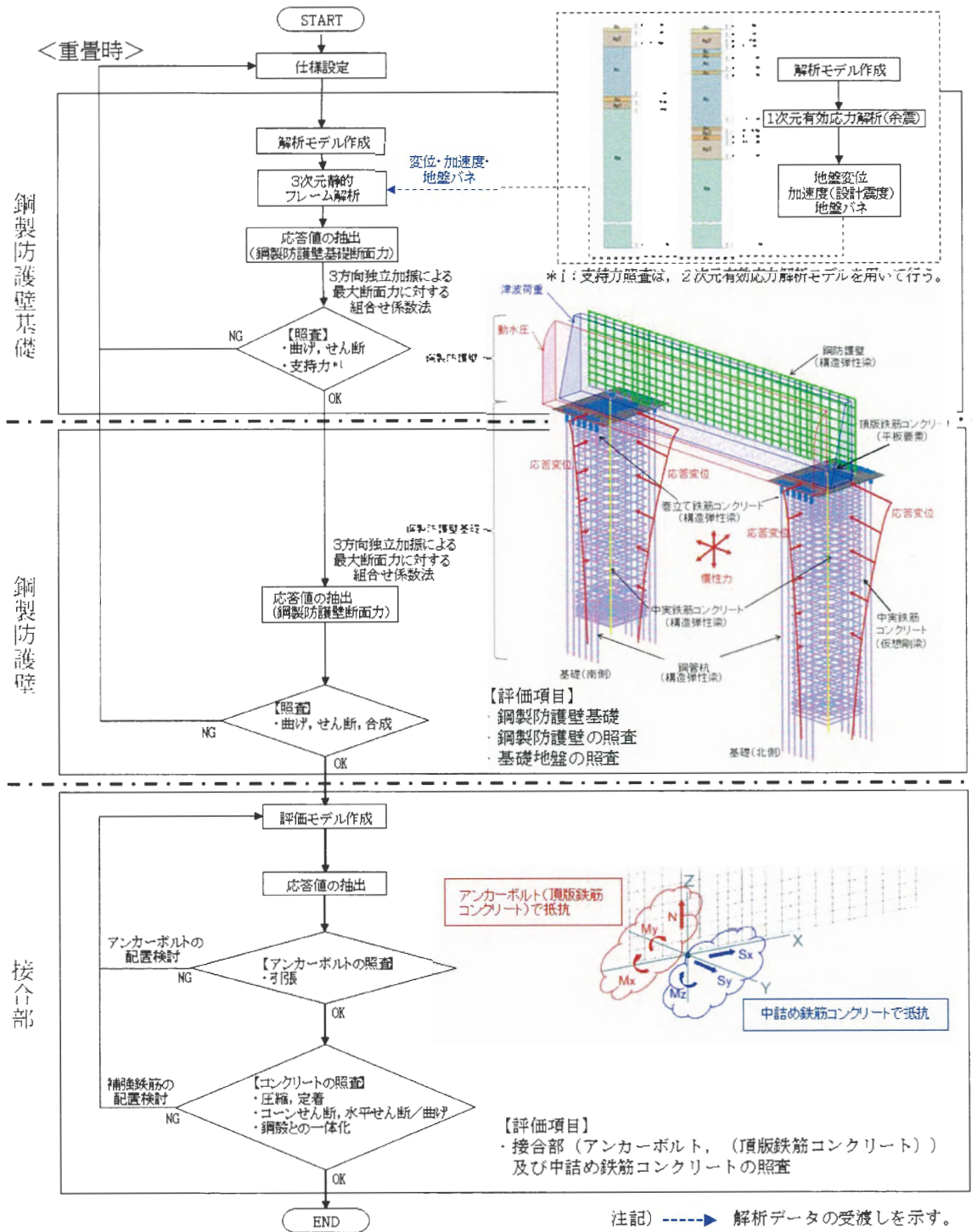


図 4.1-2 鋼製防護壁基礎、鋼製防護壁及び接合部の耐津波評価フロー（重畳時）

4.1.2 評価条件

(1) 使用材料及び材料の物性値

耐津波評価における使用材料及び材料の物性値については、本資料「3.1.2 評価条件(1) 使用材料及び材料の物性値」と同様に設定する。

(2) 地盤の物性値

耐津波評価における地盤の物性値については、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4.4 地盤の物性値」と同様に設定する。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

耐津波評価における荷重及び荷重の組合せについては、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4.5 荷重及び荷重の組合せ」と同様に設定する。

(4) 入力地震動

耐津波評価における入力地震動については、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4.8.2 (2) d. 入力地震動」と同様に設定する。

(5) 許容限界

耐津波評価における許容限界については、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4.6 許容限界」と同様に設定する。

(6) 解析手法

耐津波評価における解析手法については、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4.7.1 津波時及び重畳時の解析手法」と同様に設定する。

(7) 解析モデル

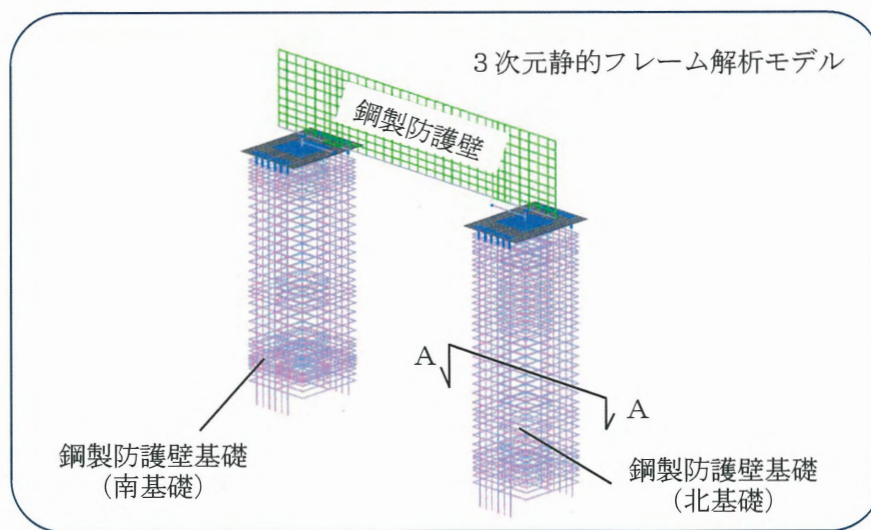
残置影響評価における耐津波評価の解析モデルは、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4. 7. 2 地盤沈下の考慮」, 「4. 8. 1 解析モデル及び解析条件（津波時）」及び「4. 8. 2 解析モデル及び解析条件（重畳時）」に示す 3次元静的フレーム解析モデルとし、工認設計モデルと同様の評価を行う。

残置影響評価では、3次元静的フレーム解析モデルの鋼製防護壁基礎のモデル化において、地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートの一体化を考慮する。地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートは構造梁要素でモデル化し、地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートをモデル化した梁要素に地中連続壁部の幅を考慮した仮想剛梁要素を配置する。仮想剛梁には、工認設計モデルと同様に地盤バネ及び連結バネを設定する。

地盤バネ及び連結バネの設定方針と算出式は、工認設計モデルと同じであるが、地中連続壁部を考慮することで以下の点が異なる。

- ・ 巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭と地中連続壁部表面までの長さが、工認設計モデルの中実鉄筋コンクリート表面までの長さとは異なるため、この長さの相違を連結バネ設定において考慮する。（図 4. 1-3 の a 参照）
- ・ 地中連続壁部を考慮することで仮想剛梁要素は 15.5 m×15.5 m になり、工認設計モデルの中実鉄筋コンクリートに対応した仮想剛梁要素の 10.7 m×10.7 m と異なる。地中連続壁部の考慮により、仮想剛梁要素の幅が変更になるだけでなく、地盤バネ算出において考慮する地盤バネの換算載荷幅も変更になる。（図 4. 1-3 の b 参照）

工認設計モデルと残置影響評価モデルの鋼製防護壁基礎の 3次元静的フレーム解析モデルの比較を図 4. 1-3 に示す。



A-A断面

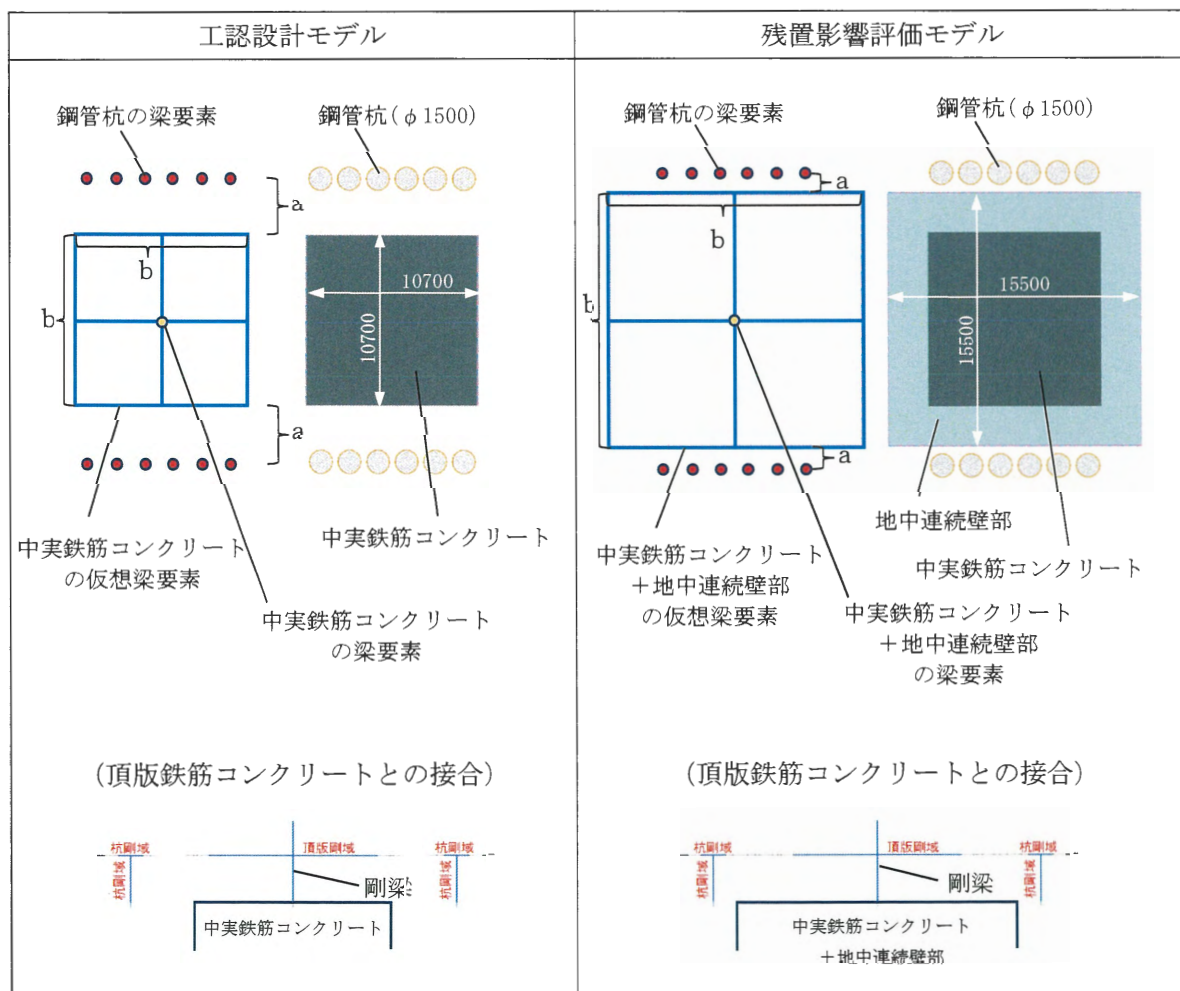


図 4.1-3 鋼製防護壁基礎における3次元静的フレーム解析モデルの比較図

(8) 地盤バネケース

地盤バネのケースは、工認設計モデルと同様とする。

耐津波評価における津波時と重畳時の地盤バネケースの設定概要を表 4.1-1 に示す。

津波時の地盤バネケースは、地盤剛性及び地盤強度が最大となる地盤バネ 1 と最小となる地盤バネ 2 として評価する。

重畳時は、防潮堤（鋼製防護壁）の周辺地盤に地盤改良（薬液注入）を敷設することを踏まえ、表 4.1-1 に示す液状化パラメータを適用する地盤ケース①～④は考慮せず、液状化パラメータを適用しない地盤ケース⑤、⑥及び③' を採用する。なお、地盤ケース③' は、既工認では考慮していない地盤のばらつき（ -1σ ）の非液状化ケースとして、新たに設定する。

重畳時の地盤バネケースは、地盤のばらつきを考慮した地盤ケース⑤、⑥及び③' の地盤ケースを評価する。これらの地盤ケース⑤、⑥、③' に対し 1 次元有効応力解析を行い、地表面加速度、地表面変位及びせん断ひずみが最大となる地盤条件を選定して地盤バネを設定する。地盤バネは、地表面加速度が最大となる場合を地盤バネ 3、地表面変位が最大となる場合を地盤バネ 4、せん断ひずみが最大となる場合を地盤バネ 5 として設定する。

表 4.1-1 地盤バネケースの設定概要（津波時及び重畳時）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース	地盤反力係数	地盤反力上限値	地盤剛性 地盤強度
地盤バネ 1	余震なし	余震を考慮しない地盤物性値 既工認の添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値に基づき直接設定もしくは算出	地盤の動的せん断特性における初期せん断剛性に基づき設定	平均 V_s の地盤特性におけるピーク強度に基づき設定	最大
地盤バネ 2	津波時		地盤の静弾性係数に基づき設定	地盤物性のばらつきを考慮した $-1\sigma V_s$ の地盤物性における残留強度に基づき設定	最小
地盤バネ 3	余震あり 重畳時	以下に示す3種類の地盤ケースに対して1次元有効応力解析を実施して、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定	地表面加速度が最大となる時刻の収束剛性より設定	地表面加速度が最大となる時刻の収束強度より設定	大
地盤バネ 4		地盤ケース⑤ (平均 V_s による地盤物性 非液化化条件) 地盤ケース⑥ ($+1\sigma V_s$ による地盤物性 非液化化条件)	地表面変位が最大となる時刻の収束剛性より設定	地表面変位が最大となる時刻の収束強度より設定	小
地盤バネ 5		地盤ケース③' ($-1\sigma V_s$ による地盤物性 非液化化条件)	せん断ひずみが最大となる時刻の収束剛性より設定	せん断ひずみが最大となる時刻の収束強度より設定	小

注記 * : 地盤ケース⑤, ⑥, ③' に対し1次元有効応力解析を行い、地表面加速度が最大となる場合を地盤バネ3, 地表面変位が最大となる場合を地盤バネ4, せん断ひずみが最大となる場合を地盤バネ5として設定
 σ : 原地盤のせん断波速度 V_s の標準偏差

	①	②	③	④	⑤	⑥	③'
地盤ケース	原地盤に基づく液化化強度特性を用いた地盤ケース（基本ケース）	地盤物性のばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮した地盤ケース	地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した地盤ケース	地盤を強制的に液化化させることを仮定した地盤ケース	原地盤において非液化化の条件を仮定した地盤ケース	地盤物性のばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮して非液化化の条件を仮定した地盤ケース	地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮して非液化化の条件を仮定した地盤ケース
液化化強度特性の設定	原地盤に基づく液化化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液化化強度特性（標準偏差を考慮）	原地盤に基づく液化化強度特性（標準偏差を考慮）	敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性	液化化パラメータを適用しない	液化化パラメータを適用しない	液化化パラメータを適用しない

注記：地盤ケース③' は、既工認では考慮していない地盤のばらつき（ -1σ ）の非液化化ケースとして、新たに設定する。

(9) 評価方法

耐津波評価における評価方法については、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4.8.3 評価項目及び詳細評価方法」と同様の方法とする。

4.1.3 評価実施内容

津波時及び重畳時の津波荷重は、工認設計モデルにおいて各部材の照査値が大きくなる敷地に遡上する津波を用いて評価する。

津波時の鋼製防護壁基礎の評価は、工認設計モデルと同様の地盤条件である地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 として行う。鋼製防護壁、接合部及び基礎地盤の支持性能は、工認設計モデルと同様に、重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため評価を省略する。

重畳時の鋼製防護壁基礎と接合部の評価は、工認設計モデルと同様の地盤条件である地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 として行う。鋼製防護壁は、工認設計モデルで鋼製防護壁の照査値が最大となる地盤バネ 5 のケースで行う。基礎地盤の支持性能については、工認設計モデルと同様に、地震動は S_d-D1 とし、耐震評価の検討ケース（表 3.1-4 参照）に示す地盤ケース①～⑥に対して評価する。

残置影響評価における評価実施項目を表 4.1-2 に示す。

表 4.1-2 残置影響評価の評価実施項目

項目	鋼製防護壁基礎	鋼製防護壁	接合部	支持性能
津波荷重	敷地に遡上する津波	重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため評価を省略 (工認設計モデルと同様)		
地盤バネの ケース	・地盤バネ 1 ・地盤バネ 2			
実施項目	部材照査 ・中実鉄筋コンクリート ・鋼管杭 ・巻立て鉄筋コンクリート ・杭頭接合部 ・頂版鉄筋コンクリート			
津波荷重 及び 地震波	津波荷重：敷地に遡上する津波 地震動： S_d-D1	津波荷重：敷地に遡上する津波 地震動： S_d-D1		津波荷重：基準津波及び 敷地に遡上する津波 地震動： S_d-D1
地盤バネの ケース	・地盤バネ 3 ・地盤バネ 4 ・地盤バネ 5	工認設計モデルで鋼製防護壁の 照査値最大となる地盤バネ ・地盤バネ 5	・地盤バネ 3 ・地盤バネ 4 ・地盤バネ 5	・地盤ケース①～⑥
実施項目	部材照査 ・中実鉄筋コンクリート ・鋼管杭 ・巻立て鉄筋コンクリート ・杭頭接合部 ・頂版鉄筋コンクリート	部材照査 ・頂板鋼板、外面鋼板及び 隔壁からなる主部材	部材照査 ・アンカーボルト ・ベースプレート ・中詰め鉄筋コンクリート ・中詰め鉄筋コンクリートと 鋼殻の接合部	支持力照査 ・中実鉄筋コンクリート ・鋼管杭

4.2 評価結果

4.2.1 評価結果総括

防潮堤（鋼製防護壁）の各部材の南北基礎における最大照査値を整理した評価結果総括表を表 4.2-1～表 4.2-4 に示す。

鋼製防護壁基礎について、中実鉄筋コンクリートは工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が大きくなることを確認した。鋼管杭、巻立て鉄筋コンクリート、杭頭接合部及び頂版鉄筋コンクリートについては、工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が小さくなることを確認した。

鋼製防護壁及び接合部は、工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの最大照査値が同等であることを確認した。

基礎地盤の支持性能について、北基礎は工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの接地圧が大きくなったが、地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。また、南基礎において、中実鉄筋コンクリートは工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの接地圧が大きくなり、鋼管杭は工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの接地圧が小さくなったが、地盤の接地圧は許容限界以下となることを確認した。

表 4.2-1 鋼製防護壁基礎の評価結果総括表

項目			残置影響評価モデル					工認設計モデル
			津波種別	地盤バネ*	発生値	許容限界	照査値	照査値
南基礎	中実鉄筋コンクリート							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 4	26.4	32	0.83	0.53
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 4	430.1	478.5	0.90	0.56
	せん断力	kN	遡上津波	地盤バネ 4	214281	222885	0.97	0.87
	鋼管杭							
	曲げ応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	257.5	500	0.52	0.87
	せん断応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 4	40.2	285	0.15	0.16
	巻立て鉄筋コンクリート							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	14.7	32	0.46	0.74
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	283.9	660	0.44	0.60
	せん断力	kN	遡上津波	地盤バネ 5	4006	7187	0.56	0.93
	鋼管杭部曲げ応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	199.7	500	0.40	0.63
	鋼管杭部せん断応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 1	132.8	285	0.47	0.77
	杭頭接合部							
	鋼管杭頭部							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	8.4	32	0.27	0.36
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	225.1	660	0.35	0.55
	巻立て鉄筋コンクリート部							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	18.0	32	0.57	0.91
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	430.4	660	0.66	0.96
	頂版鉄筋コンクリート							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 4	8.9	32	0.28	0.59
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	273.5	478.5	0.58	0.91
	せん断力	kN	遡上津波	地盤バネ 5	17158	31712	0.55	0.94
北基礎	中実鉄筋コンクリート							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 4	19.3	32	0.61	0.42
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 4	344.0	478.5	0.72	0.54
	せん断力	kN	遡上津波	地盤バネ 3	197607	229529	0.87	0.81
	鋼管杭							
	曲げ応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	327.6	500	0.66	0.91
	せん断応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	37.4	285	0.14	0.16
	巻立て鉄筋コンクリート							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	18.1	32	0.57	0.80
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	333.4	660	0.51	0.63
	せん断力	kN	遡上津波	地盤バネ 5	5794	7187	0.81	0.97
	鋼管杭部曲げ応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	242.8	500	0.49	0.63
	鋼管杭部せん断応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 1	140.6	285	0.50	0.84
	杭頭接合部							
	鋼管杭頭部							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	10.4	32	0.33	0.38
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	271.9	660	0.42	0.54
	巻立てRC部							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	22.2	32	0.70	0.94
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	509.9	660	0.78	0.92
	頂版鉄筋コンクリート							
	コンクリート圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	12.6	32	0.40	0.68
	鉄筋引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	301.1	478.5	0.63	0.90
	せん断力	kN	遡上津波	地盤バネ 5	18247	31785	0.58	0.91

注記 * : 地盤バネ 1 は津波時
地盤バネ 3 ～ 地盤バネ 5 は重畳時

表 4.2-2 鋼製防護壁の評価結果総括表

項目		残置影響評価モデル					工認設計モデル
		津波種別	地盤バネ*	発生値	許容限界	照査値	照査値
頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材							
直応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	316.1	697	0.46	0.47
せん断応力度	N/mm ²			227.0	399.5	0.57	0.62
合成応力度	-			0.47	1.2	0.40	0.47

注記 *：地盤バネ 5 は重畳時

表 4.2-3 接合部の評価結果総括表

項目			残置影響評価モデル					工認設計モデル
			津波種別	地盤バネ [*]	発生値	許容限界	照査値	照査値
南基礎	アンカーボルト							
	引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	209.4	355	0.59	0.61
	ベースプレート							
	軸圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	160.8	450	0.36	0.37
	曲げ応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	45.3	355	0.13	0.13
	せん断応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	38.2	260	0.15	0.15
	合成応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	0.035	1.2	0.03	0.04
	コンクリートのコーンせん断力							
	コーンせん断応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	1.106	1.518	0.73	0.74
	中詰め鉄筋コンクリート							
	水平せん断力	kN	遡上津波	地盤バネ 5	218542	252547	0.87	0.89
	水平回転モーメント							
	水平鉄筋応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	322.7	478.5	0.68	0.70
鉛直鉄筋応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 5	185.6	478.5	0.39	0.40	
北基礎	アンカーボルト							
	引張応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 3	194.4	355	0.55	0.54
	ベースプレート							
	軸圧縮応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 3	150.7	450	0.34	0.33
	曲げ応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 3	42.5	355	0.12	0.12
	せん断応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 3	35.8	260	0.14	0.14
	合成応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 3	0.031	1.2	0.03	0.03
	コンクリートのコーンせん断力							
	コーンせん断応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 3	1.028	1.440	0.72	0.71
	中詰め鉄筋コンクリート							
	水平せん断力	kN	遡上津波	地盤バネ 3	205261	252547	0.82	0.79
	水平回転モーメント							
	水平鉄筋応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 3	250.1	478.5	0.53	0.43
	鉛直鉄筋応力度	N/mm ²	遡上津波	地盤バネ 3	143.9	478.5	0.31	0.25

項目		残置影響評価モデル				工認設計モデル	配置可能スタッド量 (配置間隔)
		津波種別	地盤バネ*	着目ケース	必要スタッド量 (配置間隔)	配置可能スタッド量 (配置間隔)	
共通	スタッド	遡上津波	地盤バネ 5	-	119×119	118×118	100×100
	南北面						
	東西面						

注記 *：地盤バネ 3 及び地盤バネ 5 は重畳時

表 4.2-4 支持性能の評価結果総括表

項目			残置影響評価モデル			工認設計モデル	極限支持力度
			津波種別	地盤ケース*	発生値	発生値	
南基礎	中実鉄筋コンクリートの支持力度	kN/m ²	基準津波	ケース⑤	1989	1642	5991
	鋼管杭の支持力度	kN/m ²	遡上津波	ケース③	3277	3849	5039
北基礎	中実鉄筋コンクリートの支持力度	kN/m ²	基準津波	ケース③	2869	1918	6116
	鋼管杭の支持力度	kN/m ²	遡上津波	ケース③	4657	4338	5092

注記 *：③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

4.2.2 評価結果詳細

(1) 鋼製防護壁基礎の評価結果（津波時）

a. 中実鉄筋コンクリート

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出する。中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査は、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

中実鉄筋コンクリートは、部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき、鉄筋仕様の異なる5種類の部材により構成する。部材の構成は、図4.2-1に示すとおり北基礎が1種類、南基礎が4種類（上部、中央（上）、中央（下）及び下部）である。したがって、中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する評価は、上記の5種類の部材に対して行う。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表4.2-5、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表4.2-6にそれぞれ示す。

表4.2-5及び表4.2-6に示す照査結果では、5種類の部材に対して2種類の地盤バネ条件（地盤バネ1及び地盤バネ2）のうち照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図4.2-2～図4.2-11に示す。

中実鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、コンクリートの曲げ軸力に対する照査の最大照査値は0.26、鉄筋の曲げ軸力に対する照査の最大照査値は0.29であり、ともに南基礎上部の照査値である。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

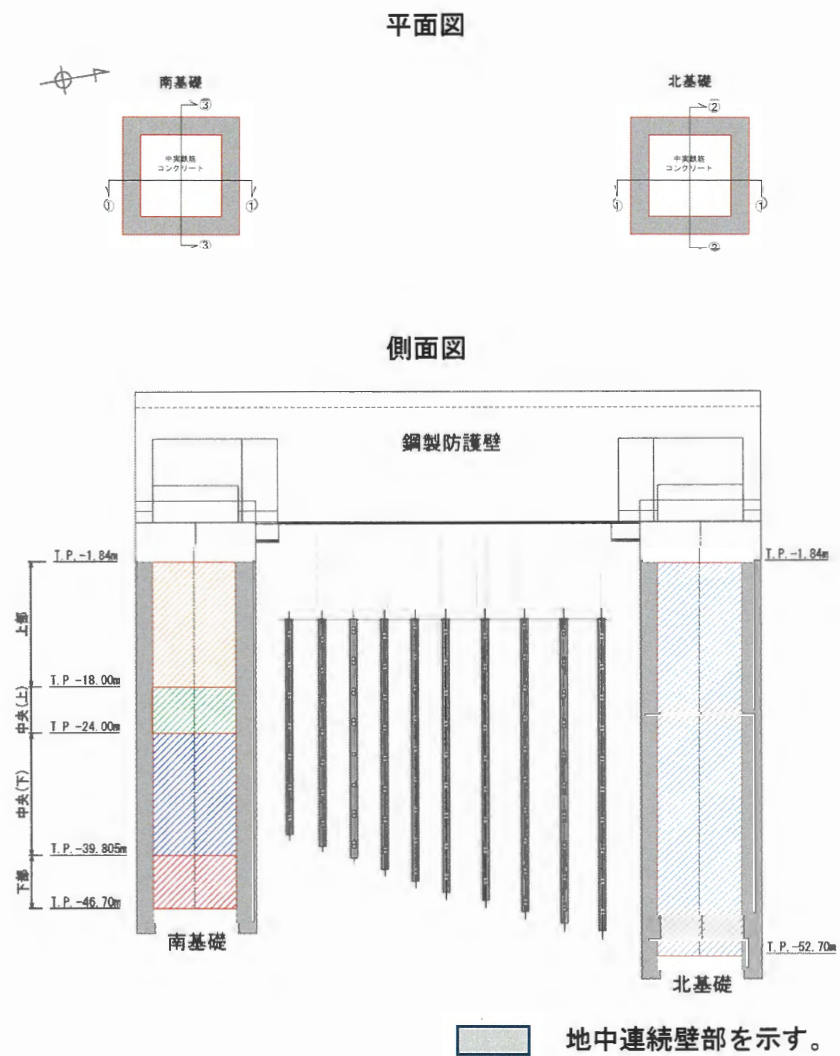


図 4.2-1 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）

表 4.2-5 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 1	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	1635934	-118313	6.5	32	0.21	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	55854					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	1750230	-133934	6.6	32	0.21	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-48320					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	1716436	-140350	5.7	32	0.18	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-40688					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	1509299	-176811	4.7	32	0.15	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-14396					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	704192	-203127	2.9	32	0.10	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	7738					
地盤 パネ 2	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	1853423	-187227	7.7	32	0.25	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	81562					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	2119687	-164679	8.2	32	0.26	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-96468					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	2417270	-197576	8.1	32	0.26	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-76749					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	2642055	-243404	8.1	32	0.26	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-46245					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	1993796	-256919	7.1	32	0.23	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-26151					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。
 評価位置は図 4.2-1 に示す。
 赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.2-6 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	断面力図
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤パネ 1	北基礎	②-②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	1601204	-99146	120.5	478.5	0.26	—
		①-①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	74050					
	南基礎	上部	③-③断面	10700	10700	D51@150 (8段)	1717646	-115644	115.6	478.5	0.25	—
			①-①断面	10700	10700	D51@150 (8段)	-64910					
		中央 (上)	③-③断面	10700	10700	D51@150 (11段)	1716436	-140350	87.3	478.5	0.19	—
			①-①断面	10700	10700	D51@150 (11段)	-40688					
		中央 (下)	③-③断面	10700	10700	D51@150 (17.5段)	1509299	-176811	59.0	478.5	0.13	—
			①-①断面	10700	10700	D51@150 (17.5段)	-14396					
		下部	③-③断面	10700	10700	D51@150 (11段)	704192	-203127	13.1	478.5	0.03	—
			①-①断面	10700	10700	D51@150 (11段)	7738					
地盤パネ 2	北基礎	②-②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	1790522	-146131	126.2	478.5	0.27	○
		①-①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	103447					
	南基礎	上部	③-③断面	10700	10700	D51@150 (8段)	2119687	-164679	138.2	478.5	0.29	○
			①-①断面	10700	10700	D51@150 (8段)	-96468					
		中央 (上)	③-③断面	10700	10700	D51@150 (11段)	2417270	-197576	123.8	478.5	0.26	○
			①-①断面	10700	10700	D51@150 (11段)	-76749					
		中央 (下)	③-③断面	10700	10700	D51@150 (17.5段)	2621265	-231572	114.1	478.5	0.24	○
			①-①断面	10700	10700	D51@150 (17.5段)	-54885					
		下部	③-③断面	10700	10700	D51@150 (11段)	1993796	-256919	87.0	478.5	0.19	○
			①-①断面	10700	10700	D51@150 (11段)	-26151					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.2-1 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

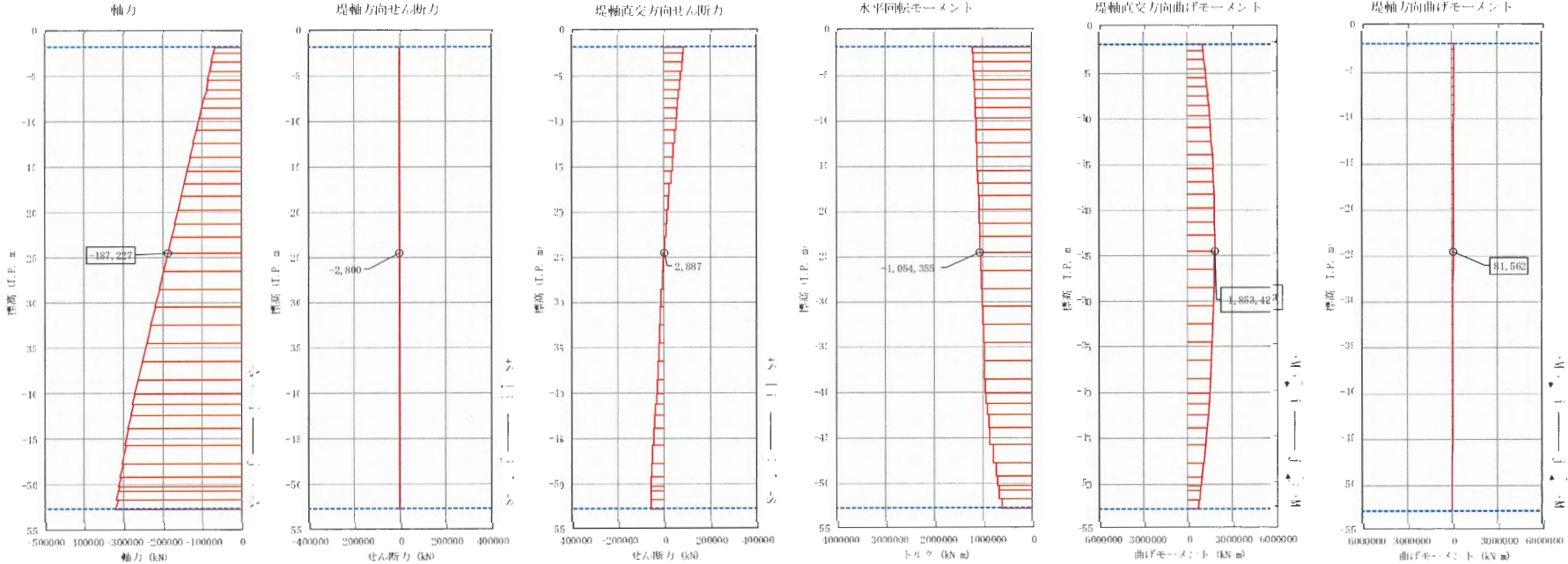


図 4.2-2 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ②-②断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ 2)

南基礎

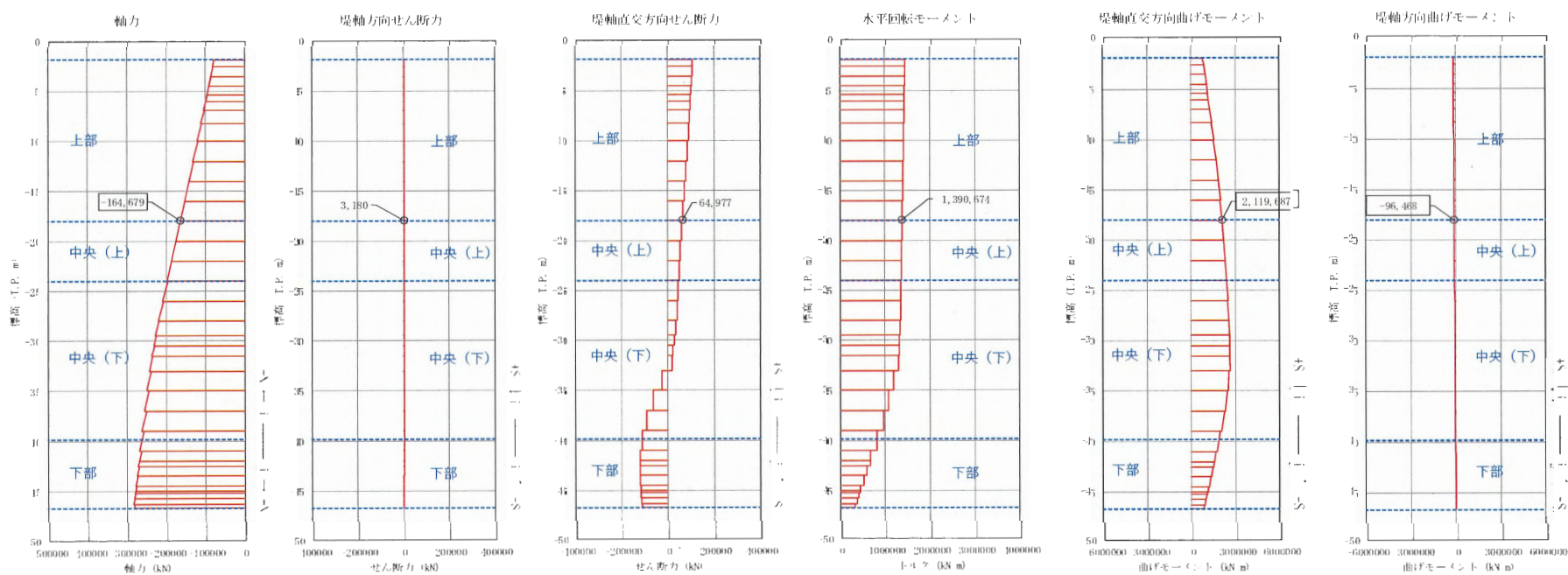


図 4.2-3 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 上部, 地盤バネ2)

南基礎

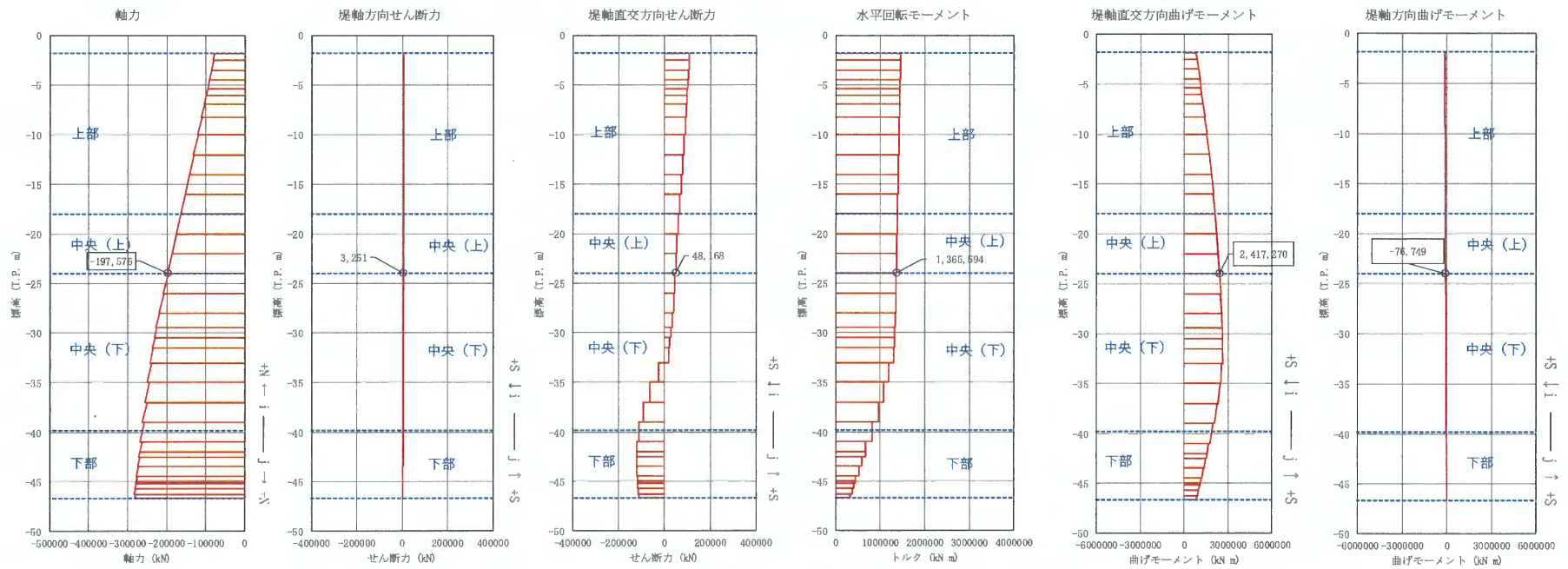


図 4.2-4 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 中央 (上), 地盤バネ 2)

南基礎

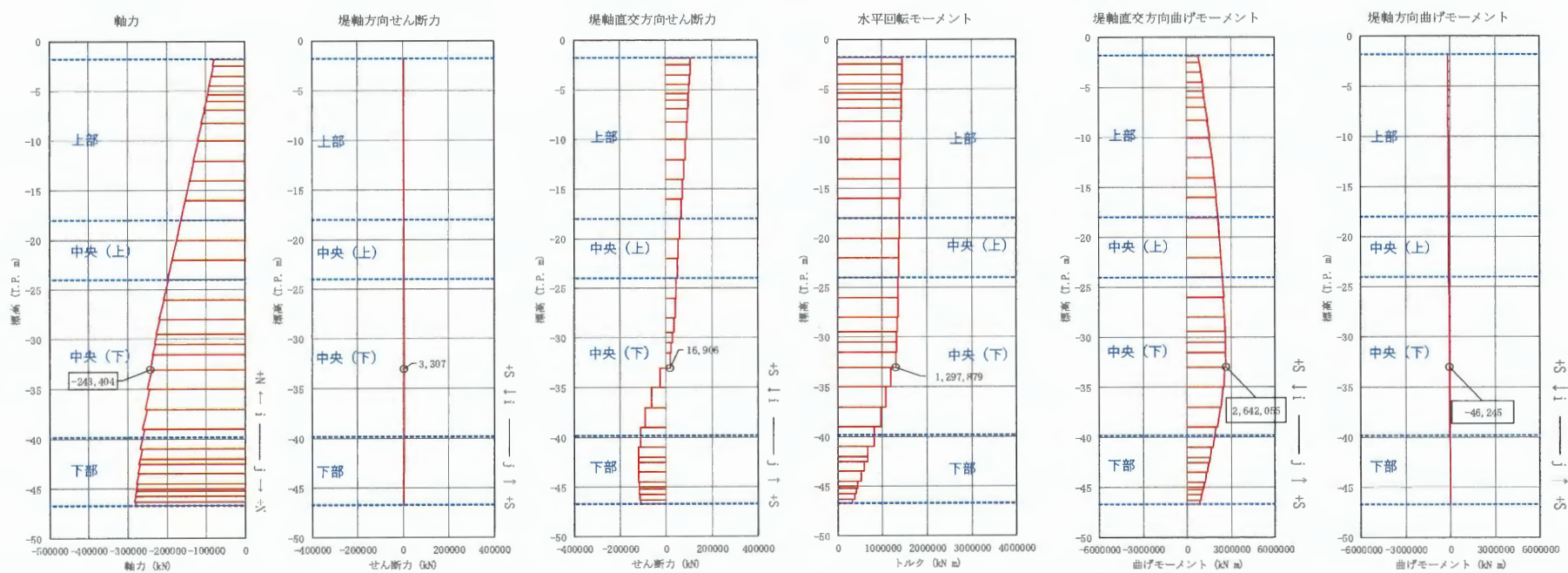


図 4.2-5 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 中央 (下), 地盤バネ 2)

南基礎

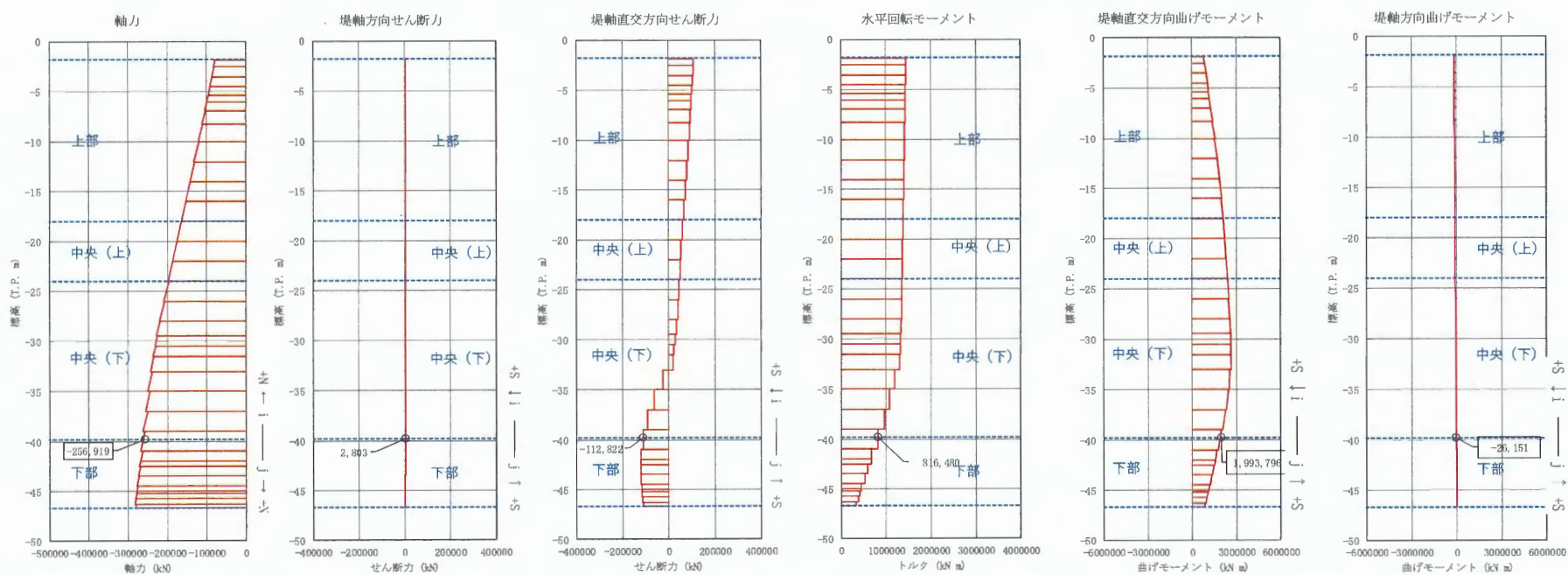


図 4.2-6 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 下部, 地盤バネ 2)

北基礎

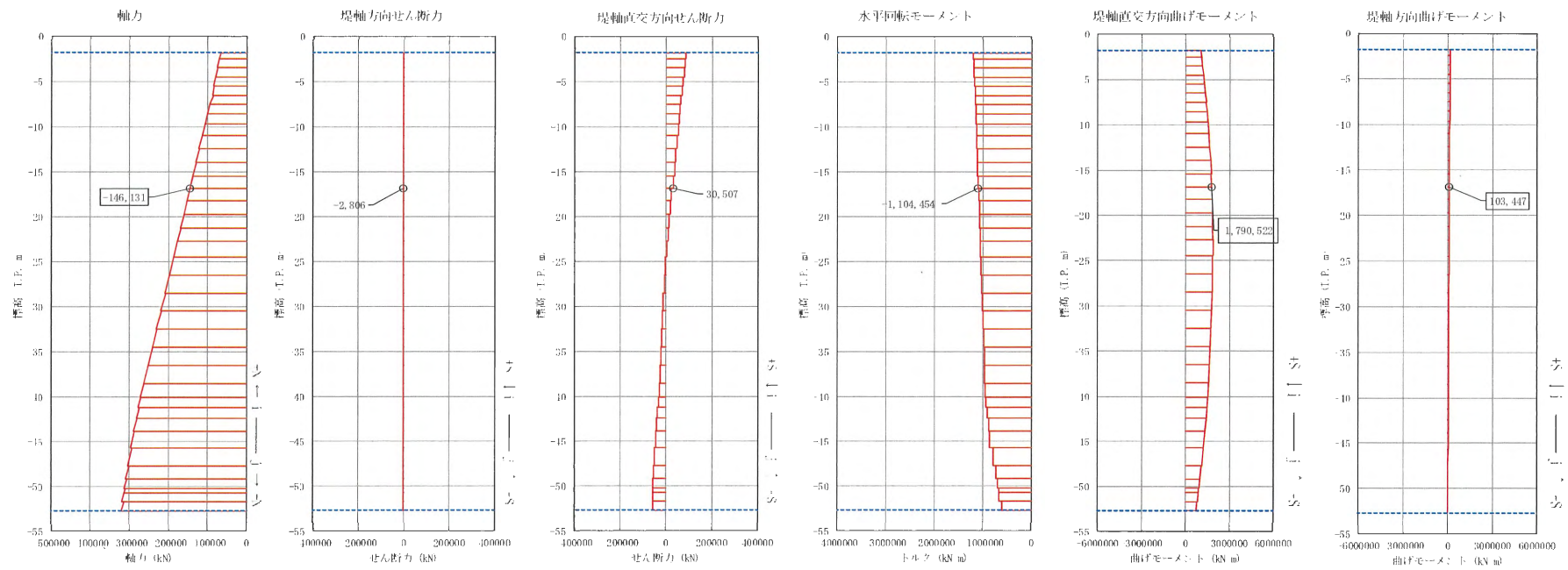


図 4.2-7 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①－①断面，②－②断面，（津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ２）

南基礎

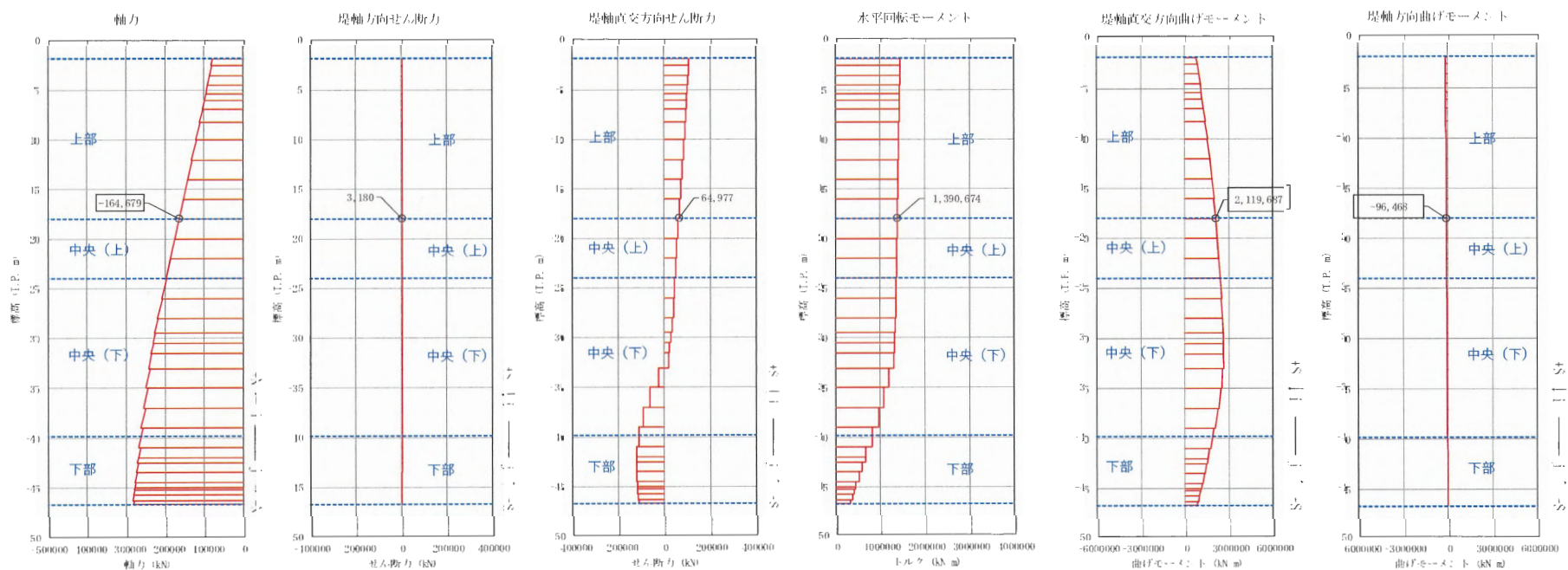


図 4.2-8 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 上部, 地盤バネ 2)

南基礎

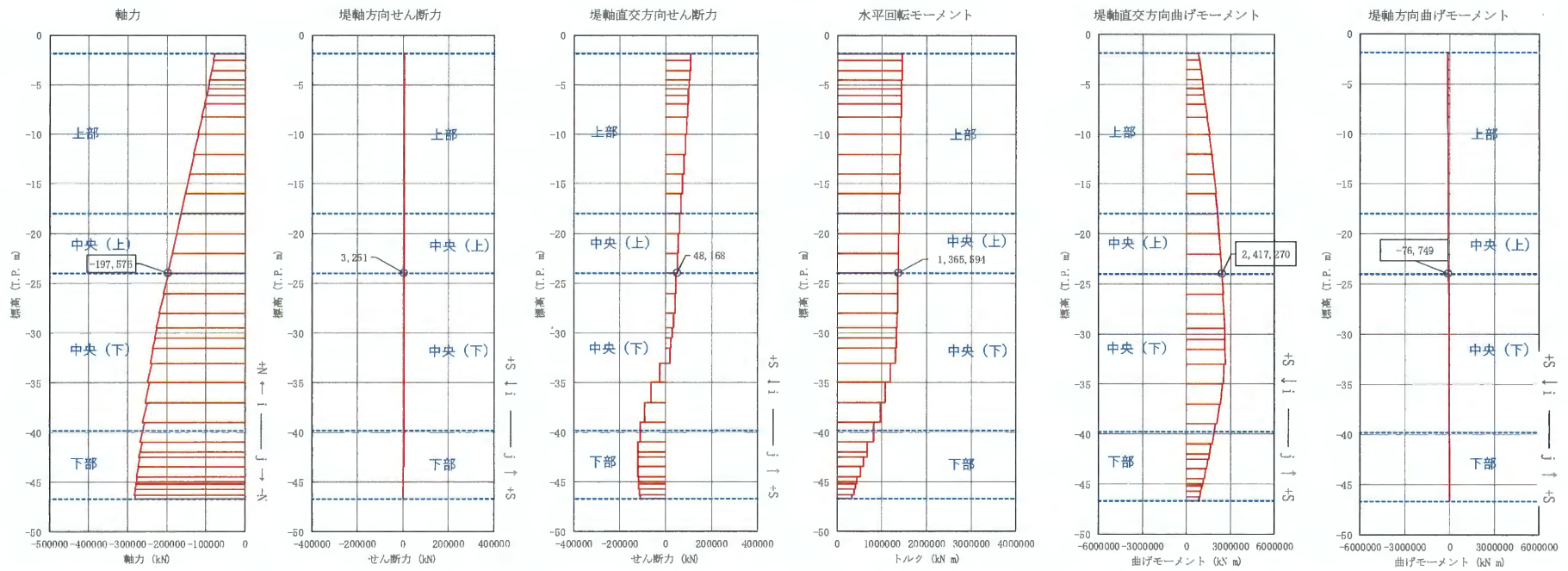


図 4.2-9 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 中央 (上), 地盤バネ 2)

南基礎

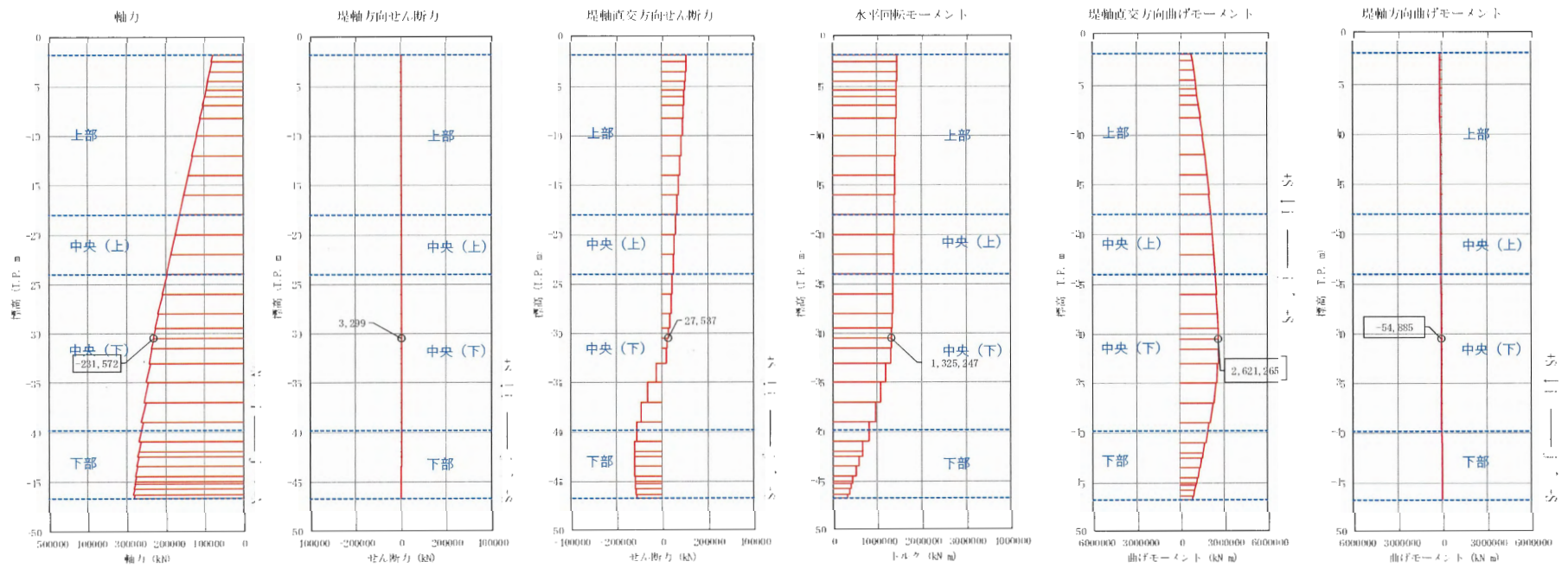


図 4.2-10 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面，③-③断面，（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央（下），地盤バネ2）

南基礎

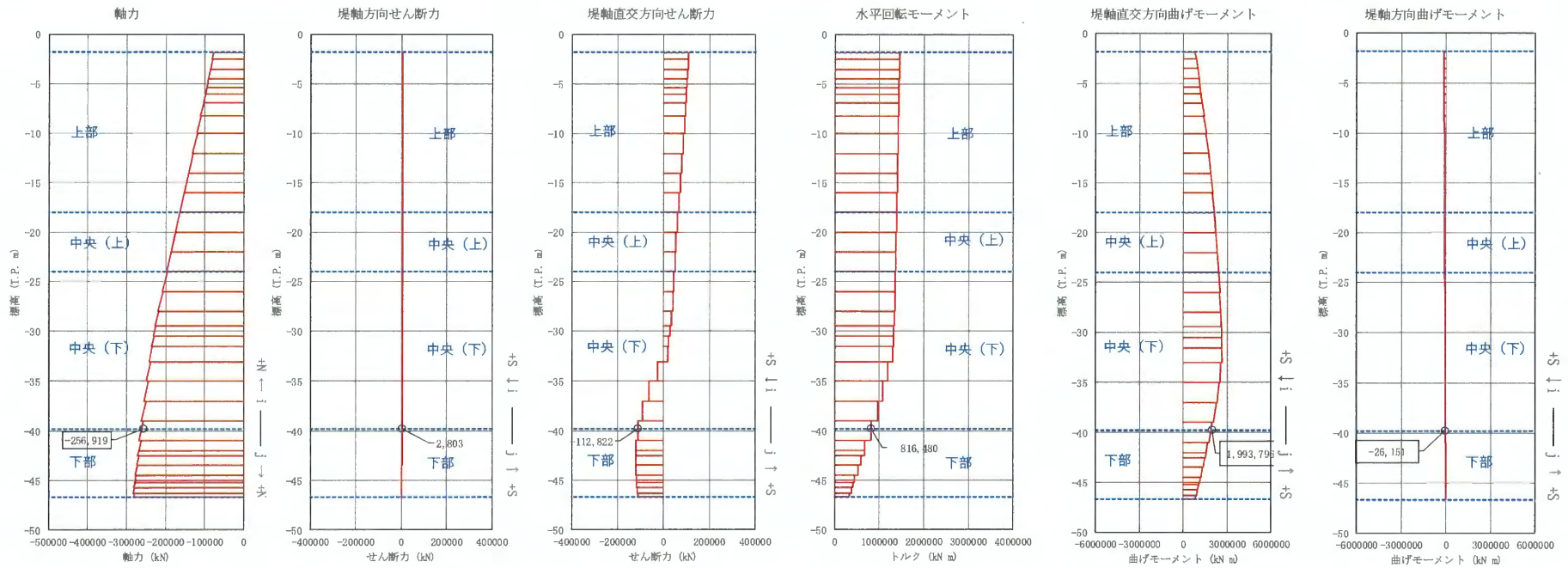


図 4.2-11 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 下部, 地盤バネ 2)

(b) せん断力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力を抽出する。中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査は，鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（ $V_{c,a}$ ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ $V_{s,a}$ ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認する。

中実鉄筋コンクリートは，部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき，鉄筋仕様の異なる5種類の部材により構成する。部材の構成は，図4.2-12に示すとおり北基礎が1種類，南基礎が4種類（上部，中央（上），中央（下）及び下部）である。したがって，中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価は，上記の5種類の部材に対して行う。

せん断力に対する照査結果を表4.2-7に示す。照査結果では，5種類の部材に対して2種類の地盤バネ条件（地盤バネ1及び地盤バネ2）のうち照査値が最大になるものに○印を付し，○印を付した照査値に対応する断面力分布を図4.2-13～図4.2-22に示す。

中実鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお，せん断に対する最大照査値は0.55であり，地盤バネ2の南基礎下部の③-③断面の照査値である。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

平面図



側面図

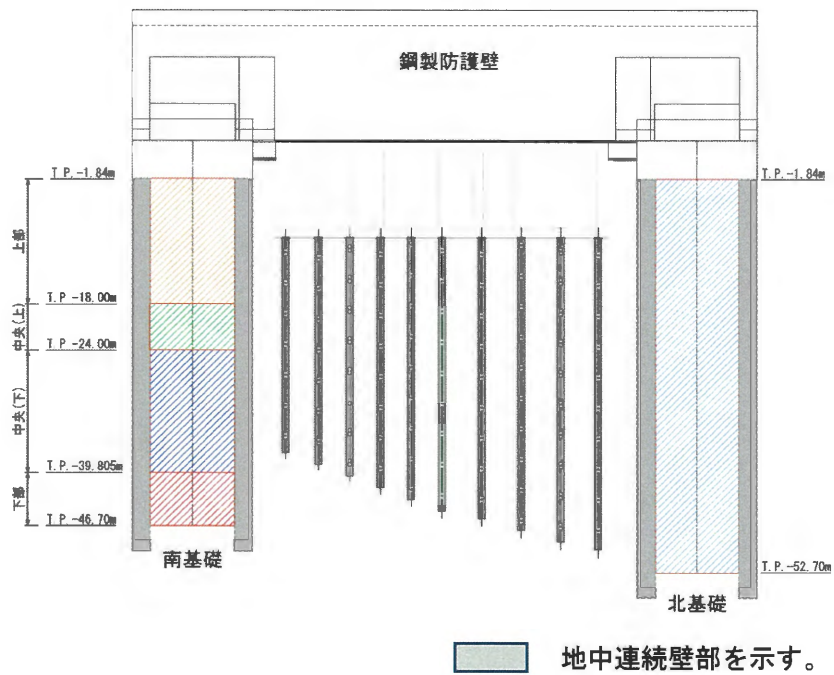


図 4.2-12 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）
（図 4.2-1 の再掲）

表 4.2-7 セン断力に対する照査（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)						
地盤 パネ 1	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	89202	229529	0.39	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	4978	229529	0.03	○
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本φ150 SD390	92688	253101	0.37	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本φ150 SD390	5006	278357	0.02	○
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本φ150 SD390	21738	247591	0.09	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本φ150 SD390	3607	297004	0.02	○
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本φ150 SD390	61165	258434	0.24	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本φ150 SD390	3059	305331	0.02	—
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	59501	222885	0.27	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	415	222885	0.01	—
地盤 パネ 2	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	85829	229529	0.38	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	2811	229529	0.02	—
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本φ150 SD390	107266	253101	0.43	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本φ150 SD390	3180	278357	0.02	—
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本φ150 SD390	58911	247591	0.24	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本φ150 SD390	3251	297004	0.02	—
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本φ150 SD390	112822	258434	0.44	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本φ150 SD390	3307	305331	0.02	○
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	121564	222885	0.55	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	2803	222885	0.02	○

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D29-14 本@150 は、中実鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を同一水平面に 14 本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で鉄筋本数のみが異なる。
 評価位置は図 4.2-12 に示す。
 赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

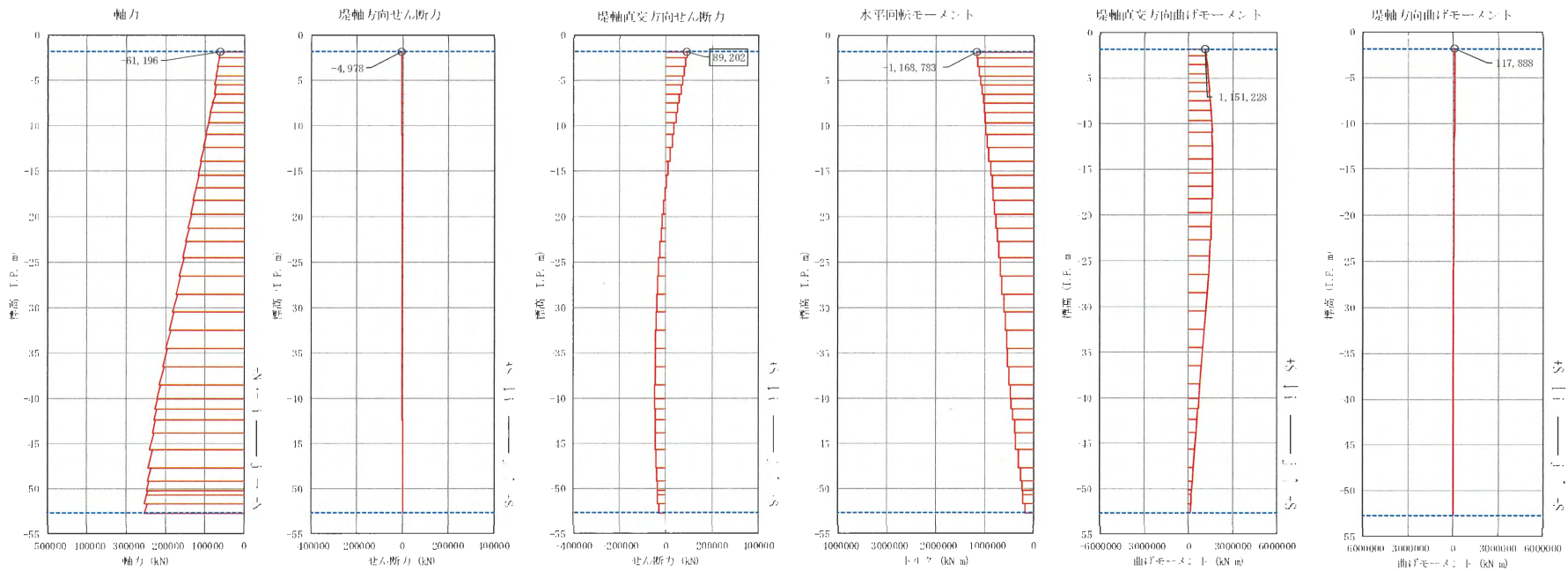


図 4.2-13 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
②-②断面（津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ1）

北基礎

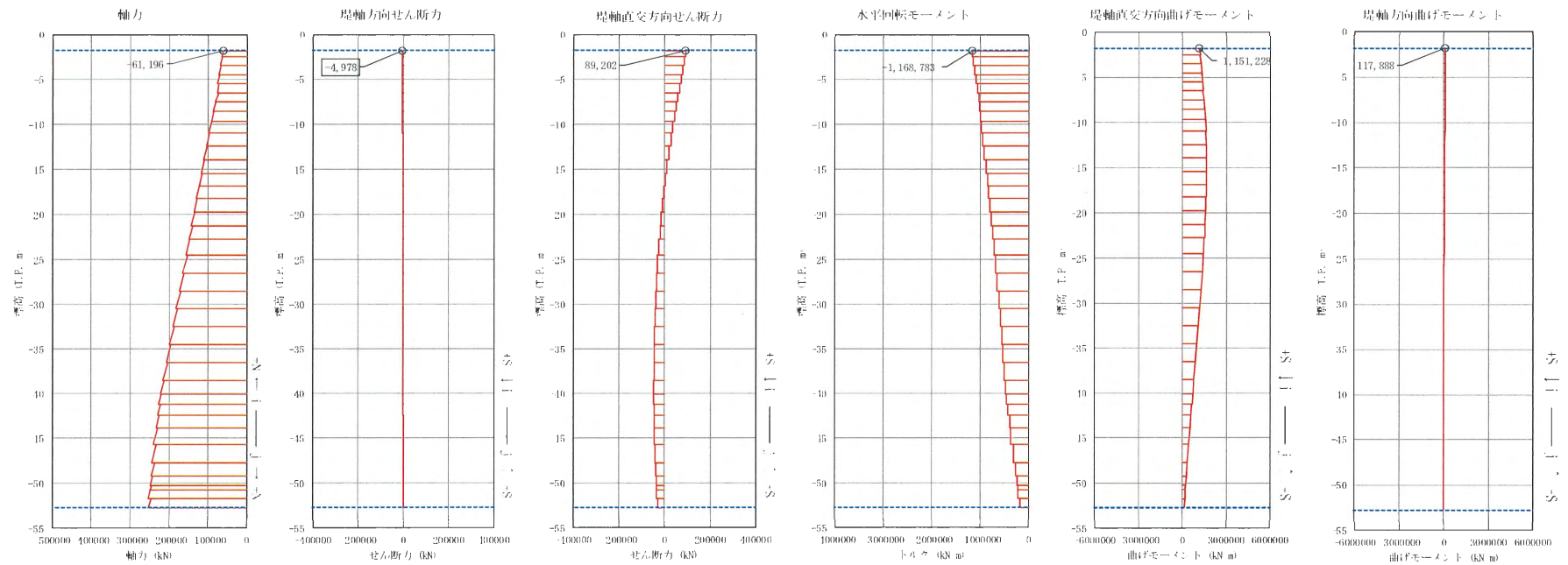


図 4.2-14 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ1）

南基礎

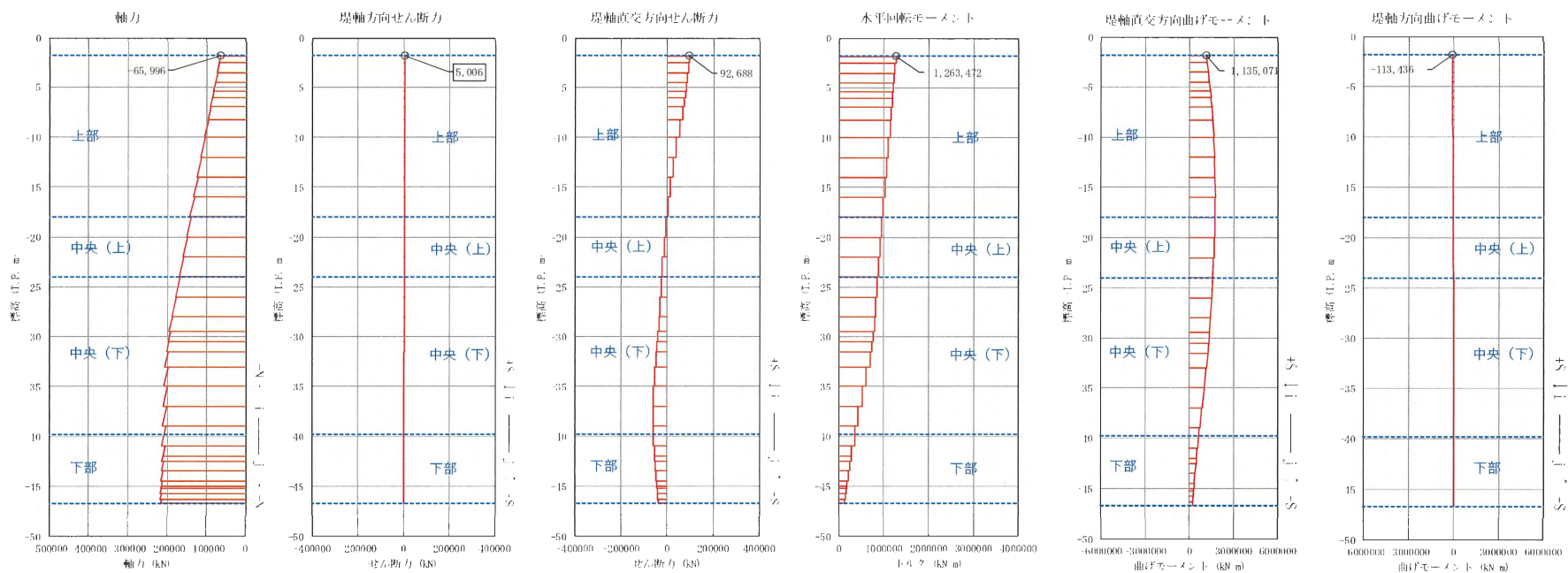


図 4.2-15 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①ー①断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 上部，地盤バネ 1）

南基礎

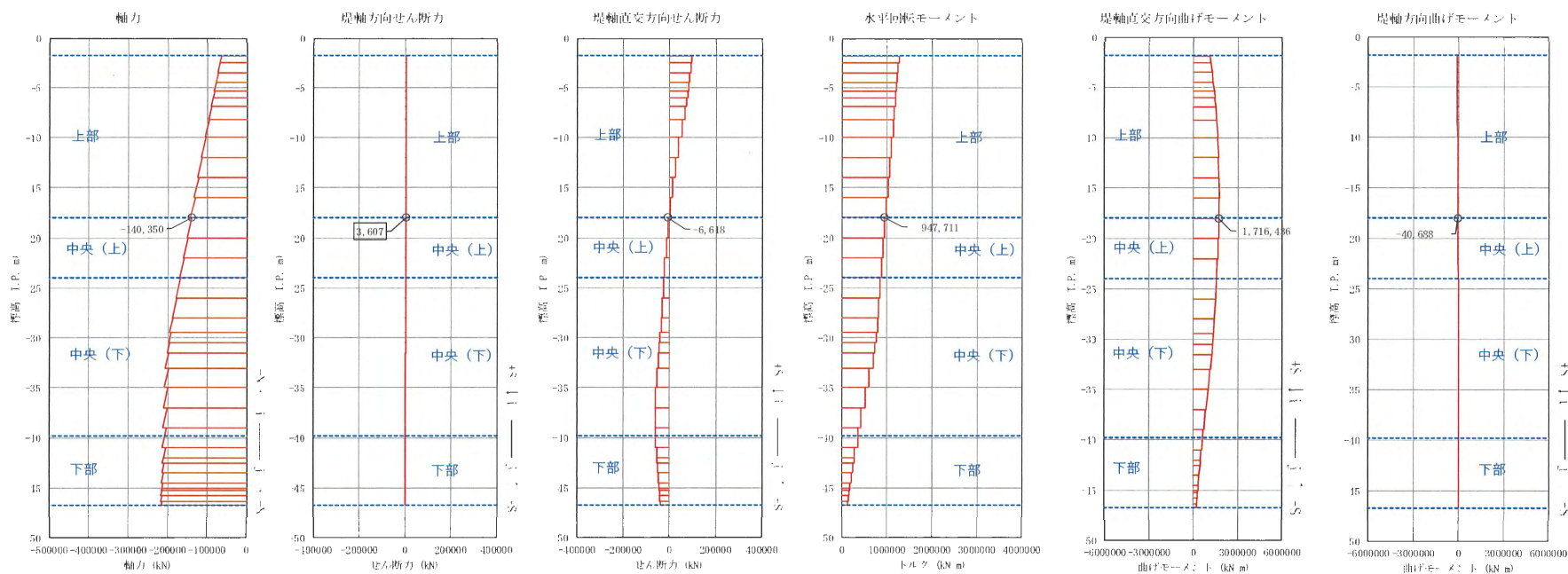


図 4.2-16 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央（上），地盤バネ1）

南基礎

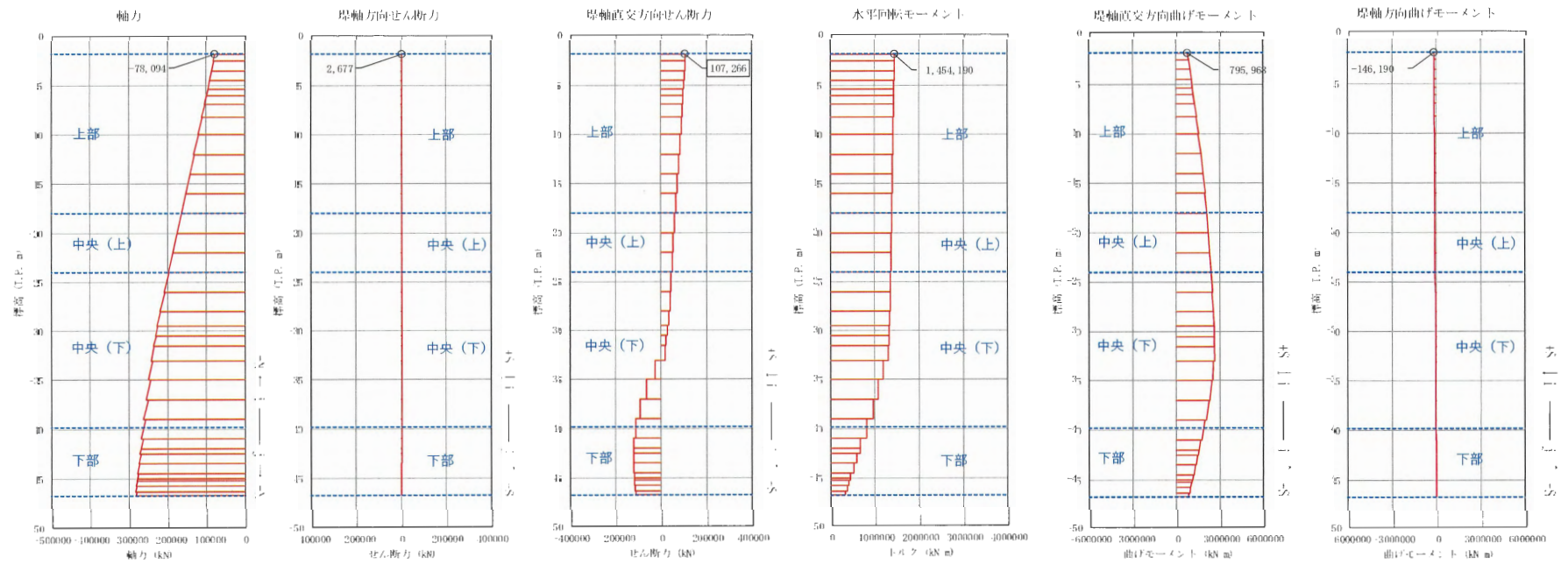


図 4.2-17 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 上部，地盤バネ２）

南基礎

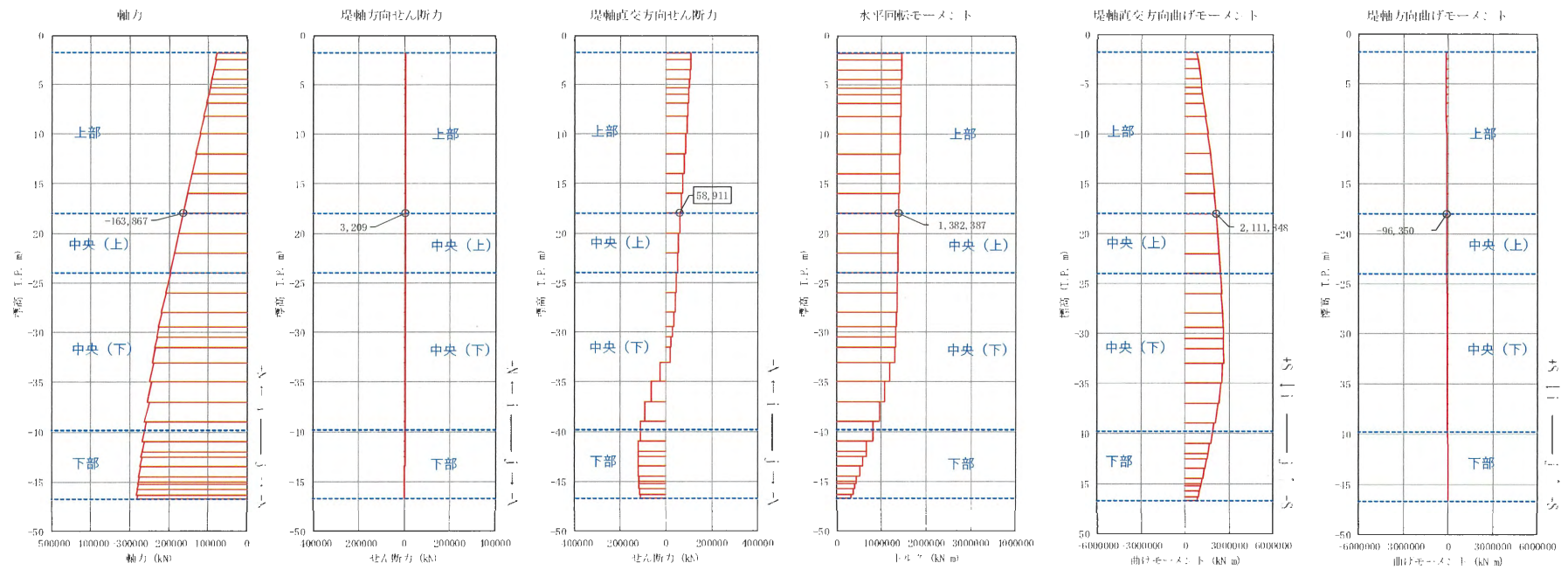


図 4.2-18 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
③—③断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央（上），地盤バネ 2）

南基礎

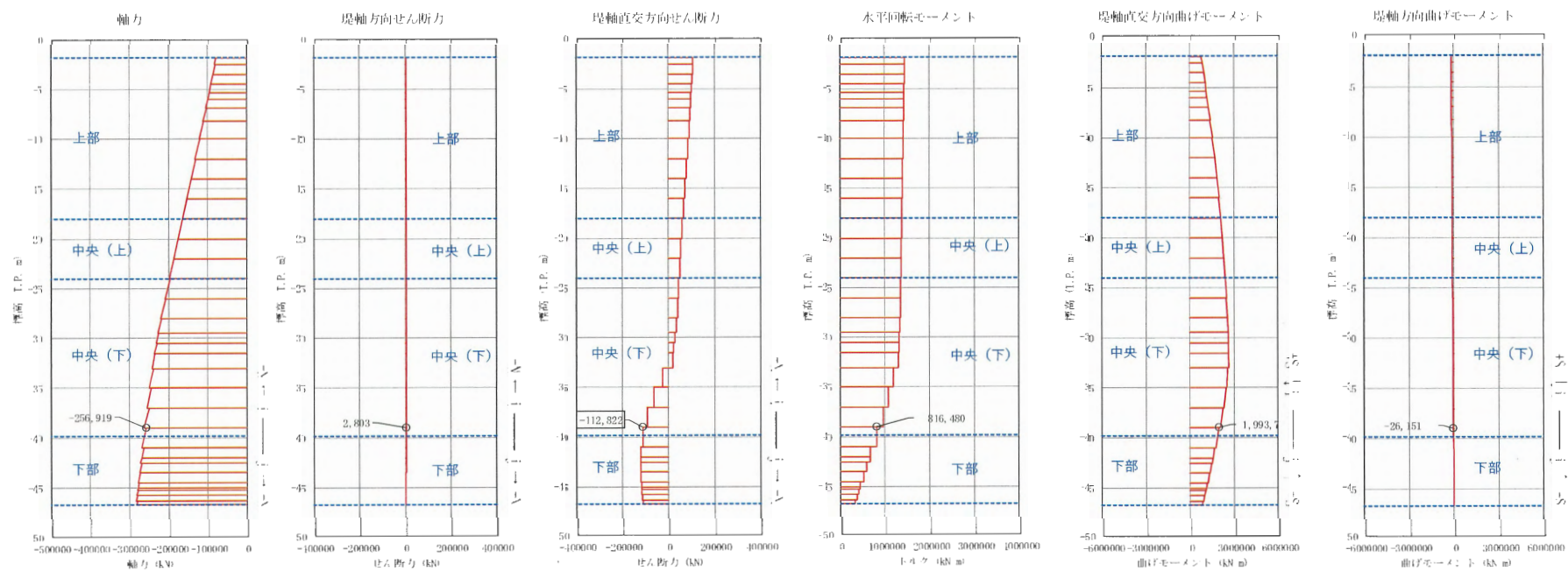


図 4.2-19 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③—③断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央（下），地盤バネ2）

南基礎

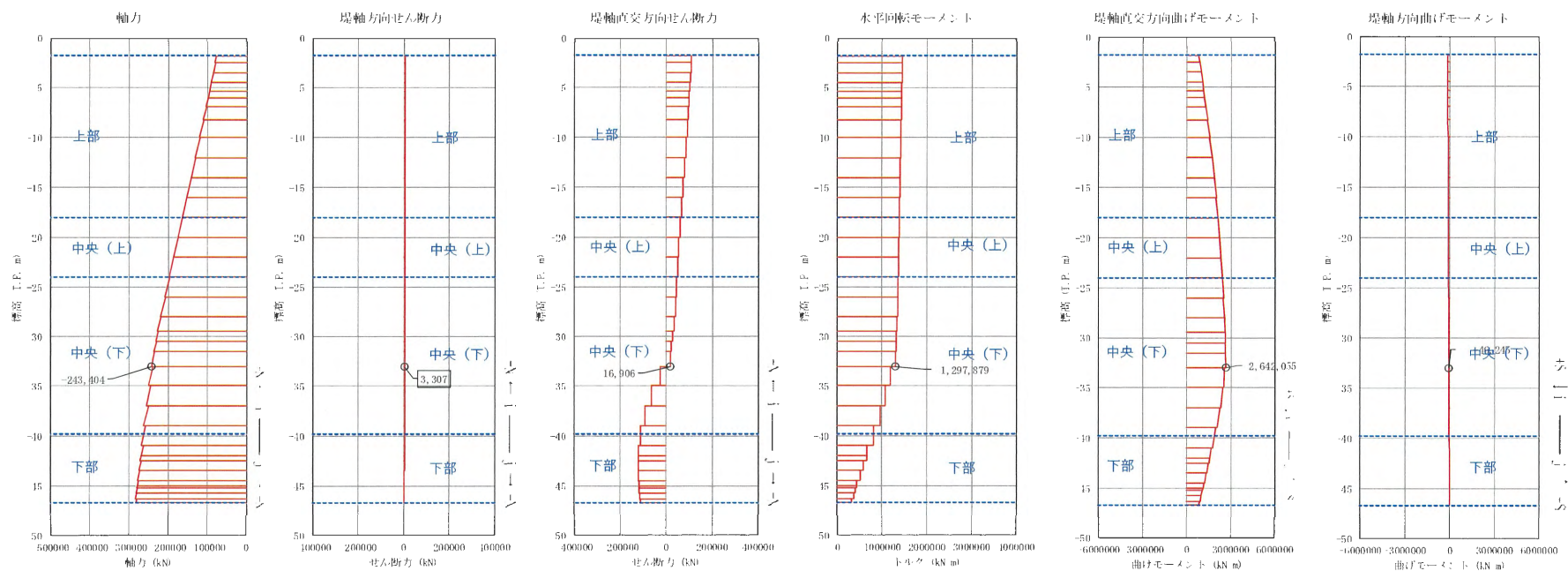


図 4.2-20 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央 (下)，地盤バネ 2)

南基礎

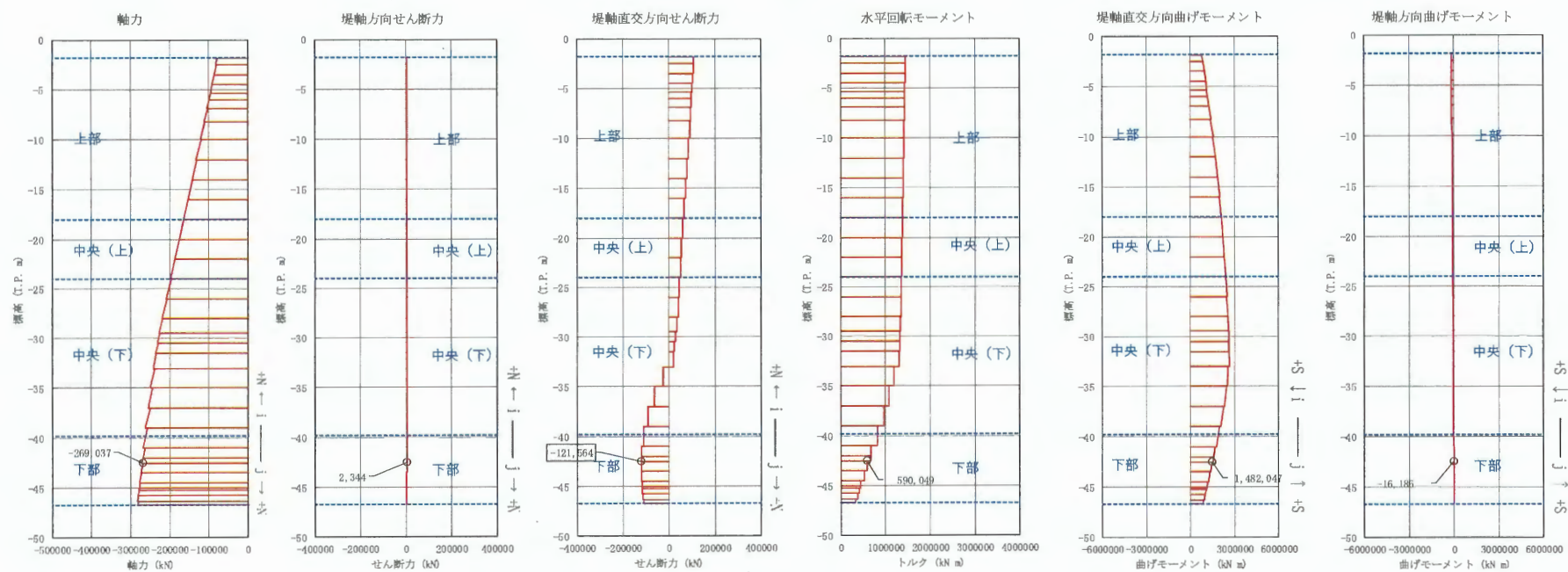


図 4.2-21 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 下部，地盤バネ 2)

南基礎

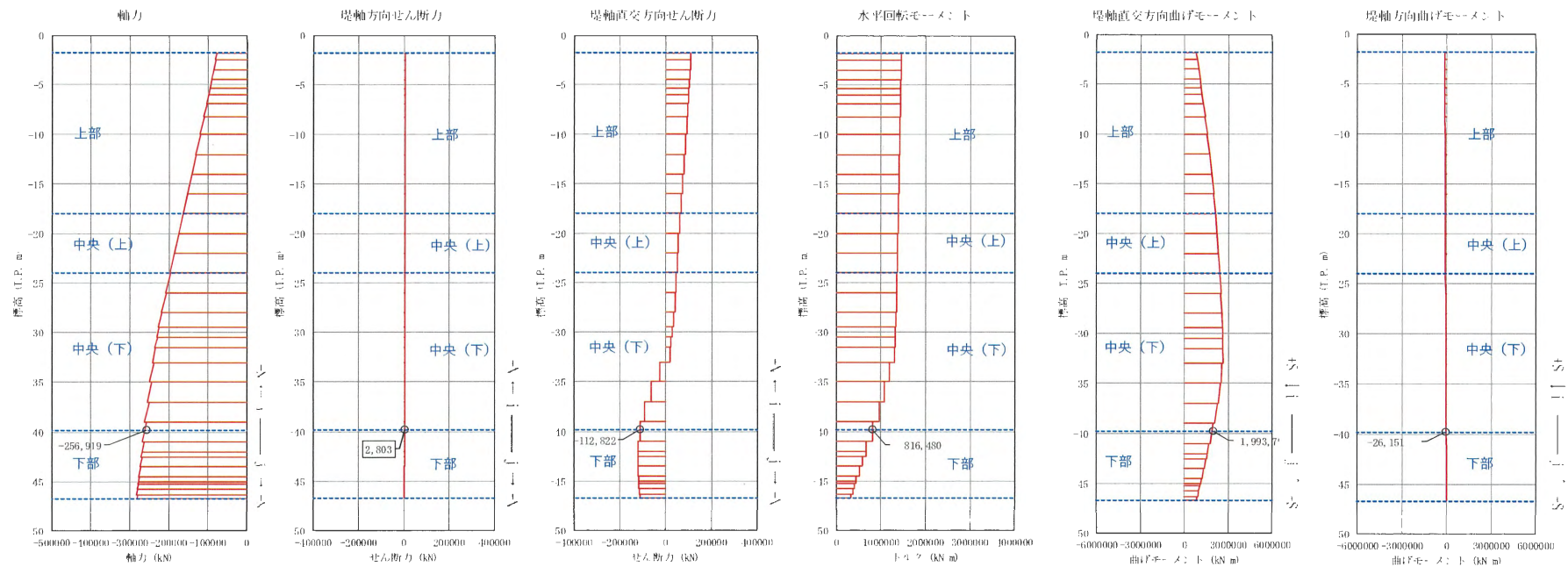


図 4.2-22 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎 下部，地盤パネ 2）

b. 鋼管杭

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力により鋼管杭に発生する応力度を算出する。鋼管杭の曲げ軸力に対する照査は，鋼管杭に発生する圧縮応力度及び引張応力度が許容限界以下であることを確認する。

曲げ軸力に対する評価は，図 4.2-23 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は，以下のルールに従う。最初のアルファベットは，Nが北基礎の鋼管杭であり，Sが南基礎の鋼管杭であることを示す。2番目のアルファベットは，Eが東側の鋼管杭であり，Wが西側の鋼管杭であることを示す。末尾の数字は，南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し，北端の鋼管杭を6とする。

鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-8 に示す。表 4.2-8 に示す照査結果では，北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し，○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-24 及び図 4.2-25 に示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置において鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお，鋼管杭の圧縮応力度に対する最大照査値は0.24，引張応力度に対する最大照査値は0.25であり，ともに地盤バネ2の照査値である。発生位置は，圧縮応力度が北基礎のNW1鋼管杭であり，引張応力度が南基礎のSE1鋼管杭である。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても鋼管杭の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

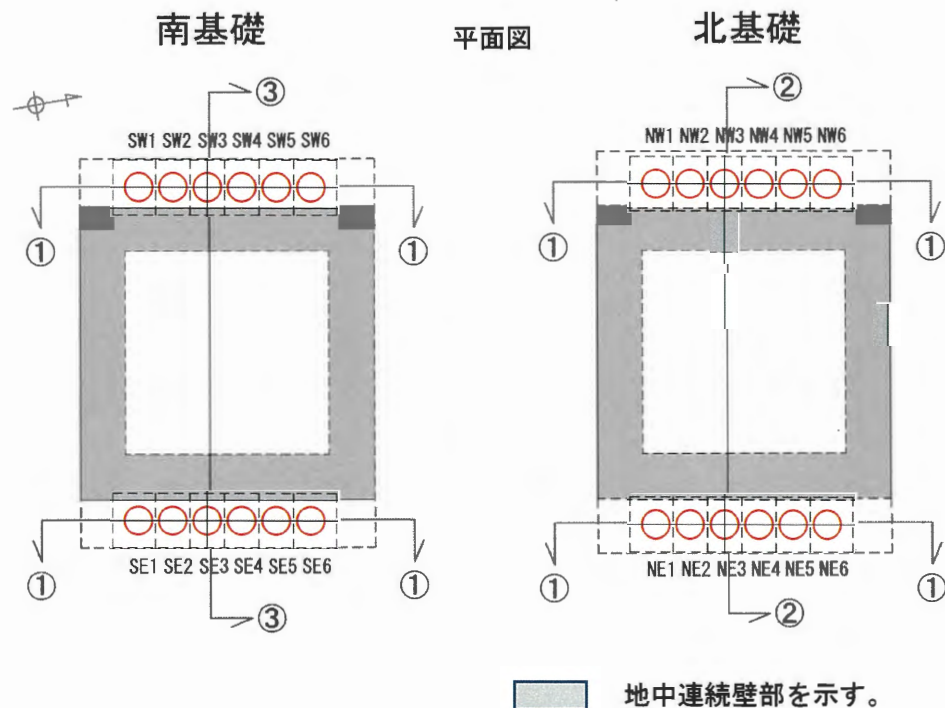


図 4.2-23 評価位置図（鋼管杭）

表 4.2-8 曲げ軸力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 1	北基礎	圧縮 応力度	NW6	②－②断面	SBHS500	1500	50	2393	-10729	85.2	500	0.18	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	1647					
		引張 応力度	NE1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-541	3033	33.6	500	0.07	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-1467					
	南基礎	圧縮 応力度	SW1	③－③断面	SBHS500	1500	50	2440	-11884	94.9	500	0.19	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-2148					
		引張 応力度	SE6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-898	4391	47.2	500	0.10	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	1960					
地盤 パネ 2	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-3886	-13023	116.5	500	0.24	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	2332					
		引張 応力度	NE6	②－②断面	SBHS500	1500	50	-165	6474	84.2	500	0.17	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-2295					
	南基礎	圧縮 応力度	SE1	③－③断面	SBHS500	1500	50	-386	10235	112.6	500	0.23	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	1677					
		引張 応力度	SE1	③－③断面	SBHS500	1500	50	-386	10235	122.3	500	0.25	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	1677					

注記 評価位置は図 4.2-23 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

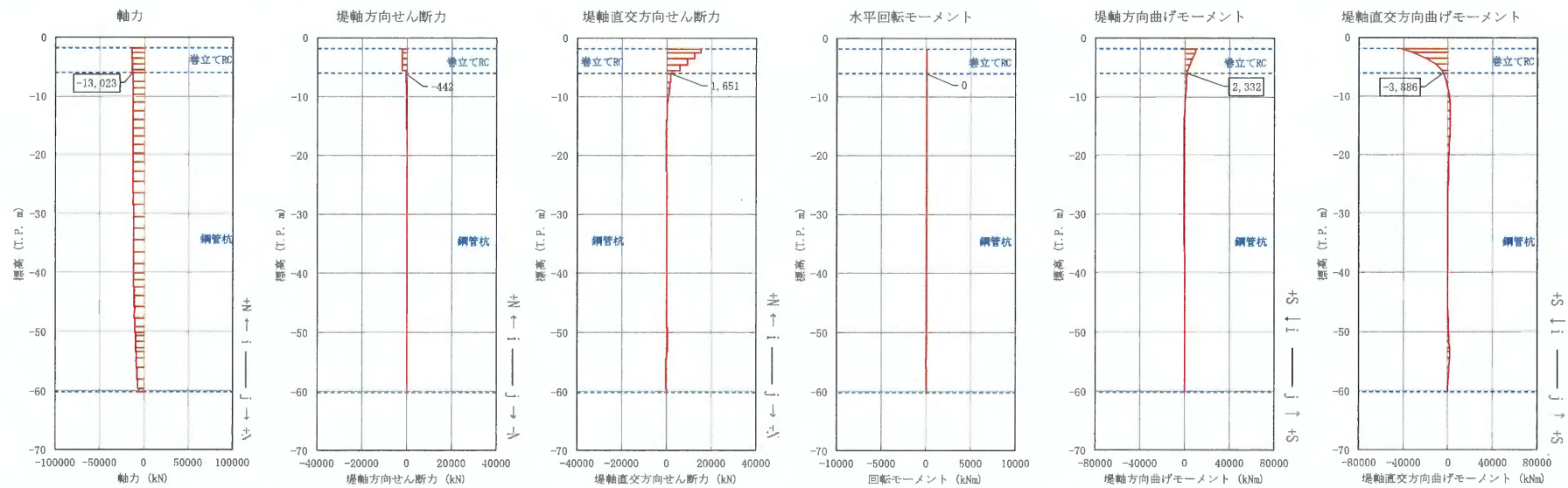


図 4.2-24 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ②—②断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ2)

南基礎

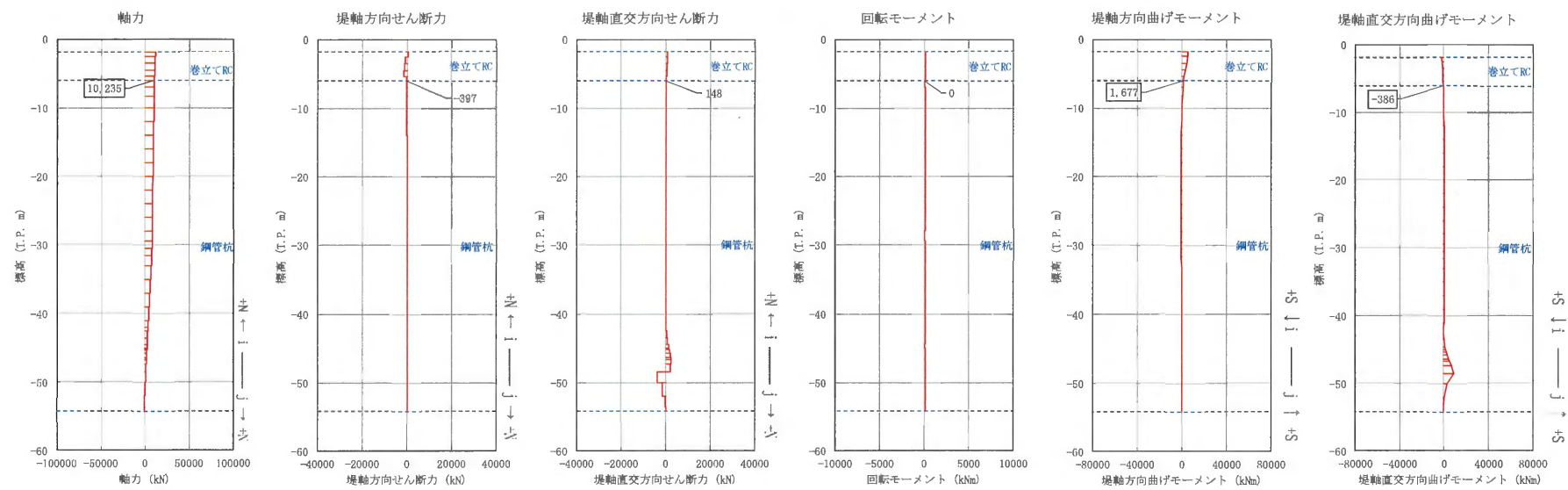


図 4.2-25 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ③—③断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 南基礎, 地盤バネ2)

(b) せん断力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力により鋼管杭に発生する応力度を算出する。鋼管杭のせん断力に対する照査は，鋼管杭の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

せん断力に対する評価は，図 4.2-26 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は，曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

せん断力に対する照査結果を表 4.2-9 に示す。表 4.2-9 に示す照査結果では，北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し，○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-27～図 4.2-30 に示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお，鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は 0.13 であり，地盤バネ 2 の南基礎の S E 1 鋼管杭の③－③断面の照査値である。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

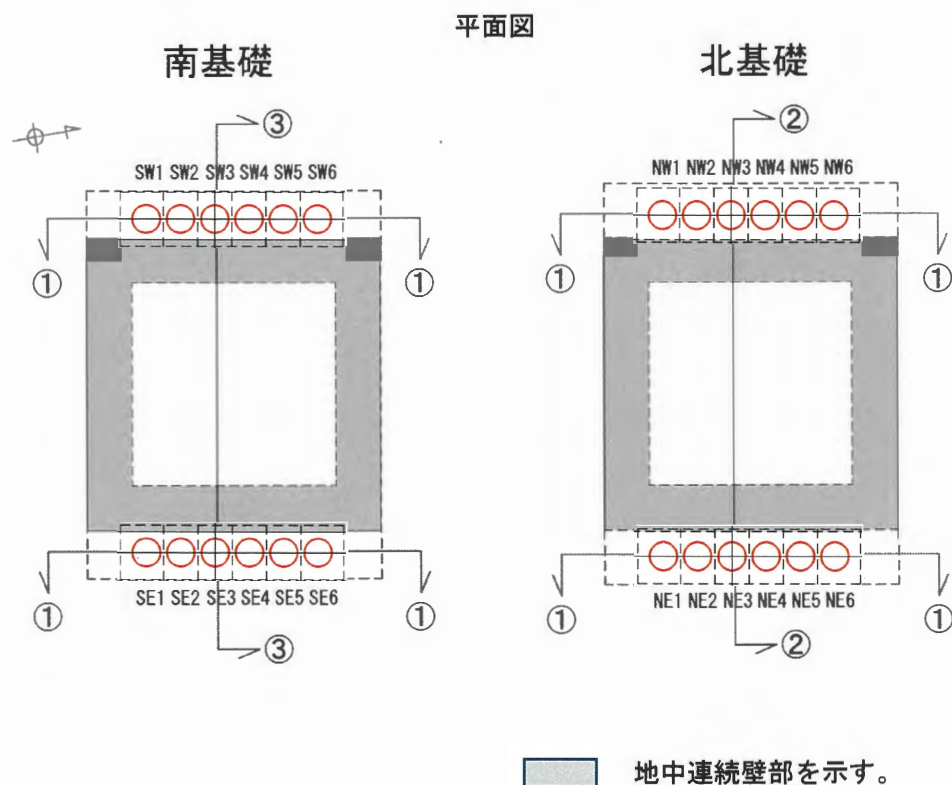


図 4.2-26 評価位置図（鋼管杭）

（図 4.2-23 の再掲）

表 4.2-9 セン断力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ/τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)				
地盤 パネ 1	北基礎	NE6	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	834	7.5	285	0.03	—
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	960	8.6	285	0.04	○
	南基礎	SE1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	1017	9.1	285	0.04	—
		SW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	1329	11.9	285	0.05	○
地盤 パネ 2	北基礎	NE6	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	2817	25.3	285	0.09	○
		NE1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	863	7.7	285	0.03	—
	南基礎	SE1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	3882	34.8	285	0.13	○
		SE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	657	5.9	285	0.03	—

注記 評価位置は図 4.2-26 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。



①-①断面（津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ1）

南基礎

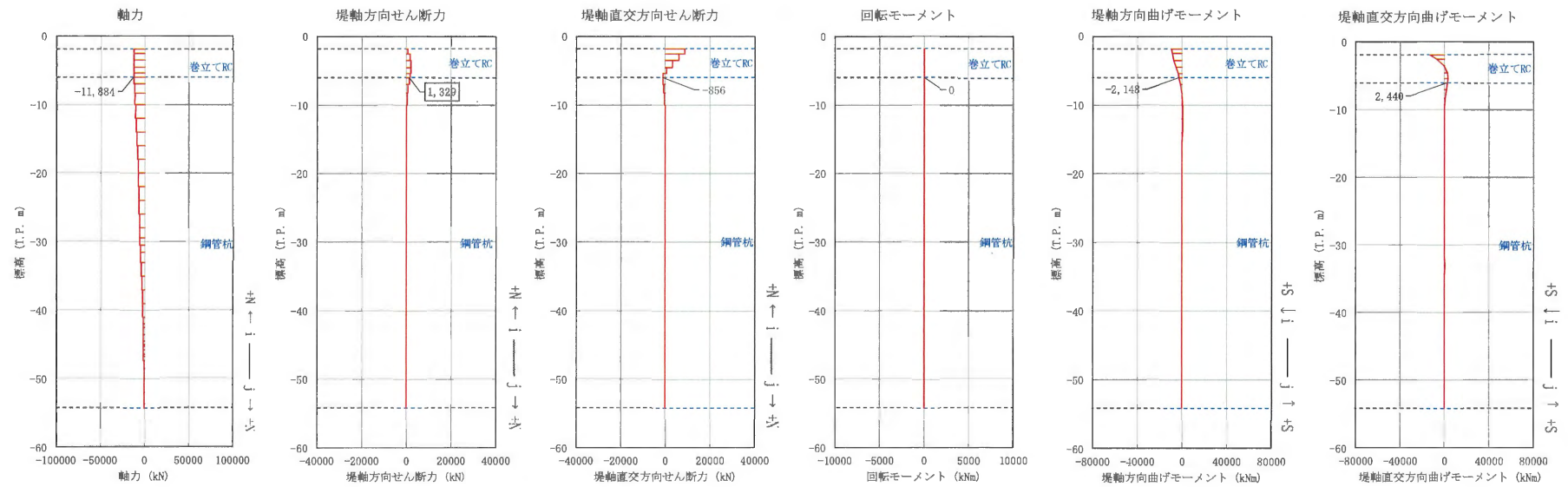


図 4.2-28 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ 1）

北基礎

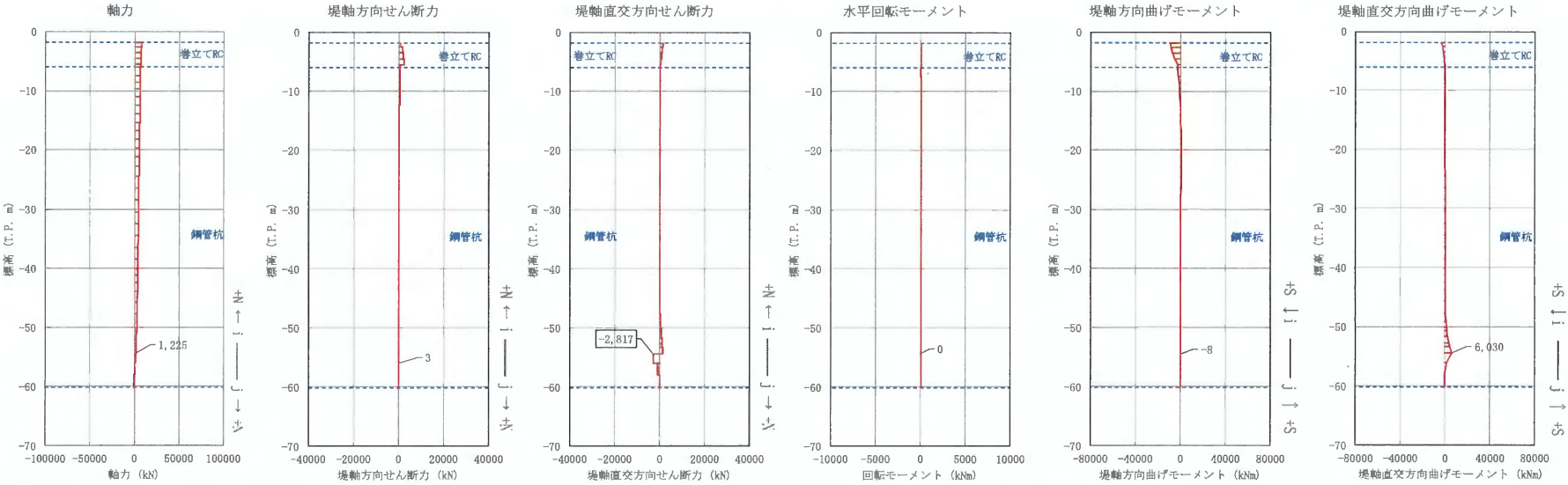


図 4.2-29 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
②-②断面（津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ2）

南基礎

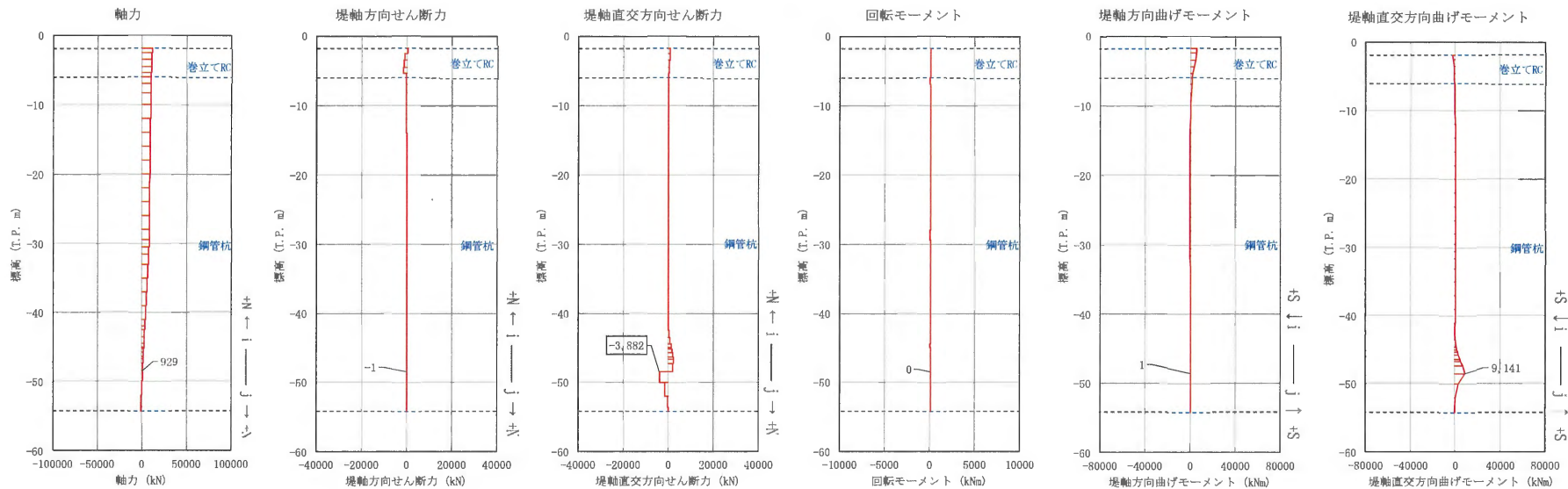


図 4.2-30 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
③—③断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ2）

c. 巻立て鉄筋コンクリート

(a) 巻立て鉄筋コンクリート

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する照査は，鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生応力度を算出し，コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が，それぞれ許容限界以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-31 に，巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置を図 4.2-32 に示す。

曲げ軸力に対する評価は，図 4.2-31 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は，鋼管杭と同様に以下のルールに従う。最初のアルファベットは，Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリートであり，Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。2番目のアルファベットは，Eが東側の巻立て鉄筋コンクリートであり，Wが西側の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。末尾の数字は，南端の巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し，北端の巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また，末尾の番号が1及び6を端部杭，2～5を中間杭として照査結果を区別する。端部杭と中間杭として区別したのは，部材幅が異なるためである。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-10 に，鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-11 にそれぞれ示す。表 4.2-10 及び表 4.2-11 に示す照査結果では，北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し，○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-33～図 4.2-36 に示す。

鉄筋コンクリートに分担される発生応力度に対して許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお，コンクリートの曲げ軸力に対する照査の最大照査値は0.44，鉄筋の曲げ軸力に対する照査の最大照査値は0.28であり，ともに地盤バネ2の北基礎の端部杭NW1の照査値である。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

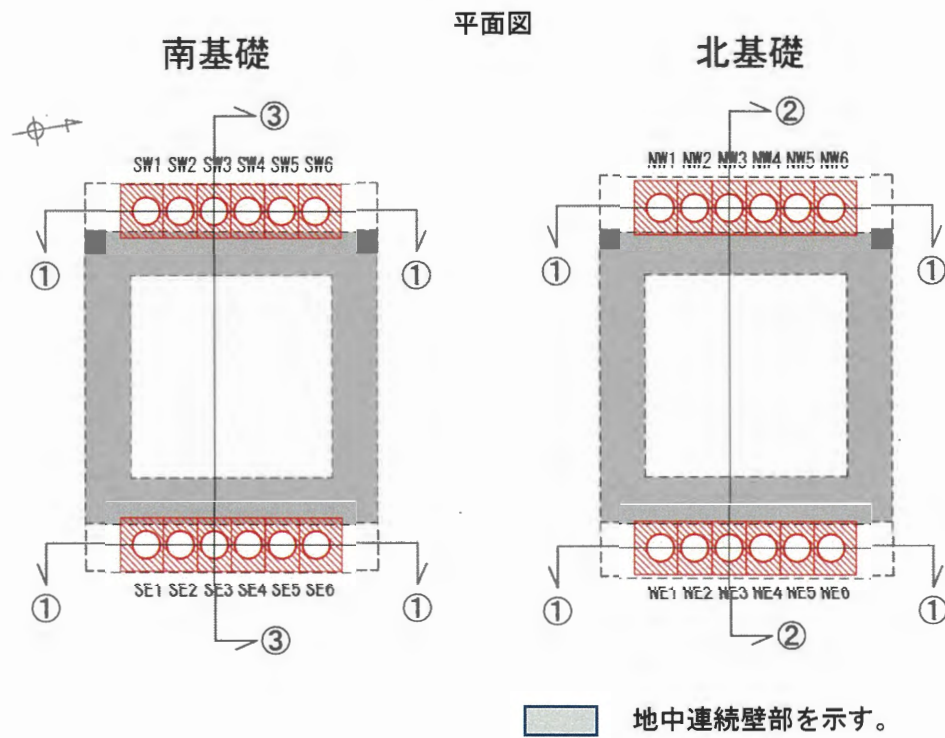


図 4.2-31 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート）

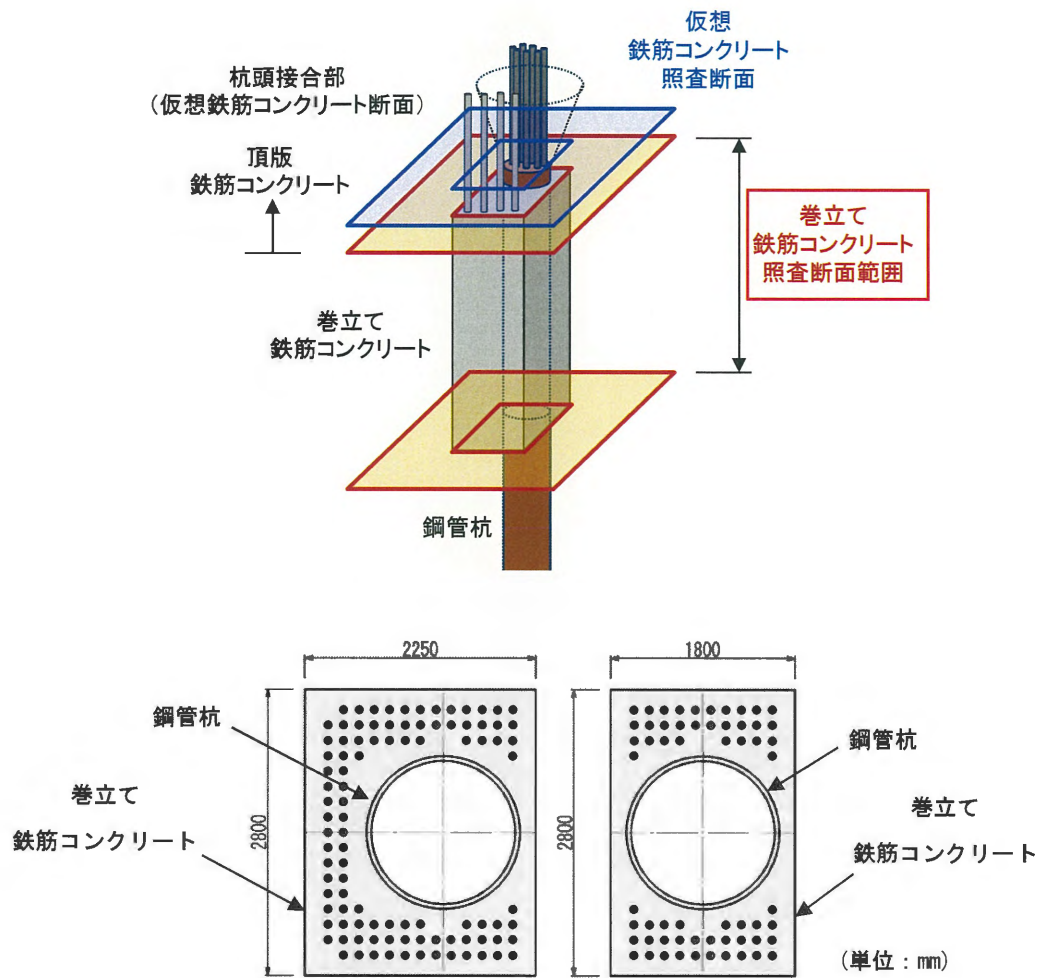


図 4.2-32 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置

表 4.2-10 コンクリートの曲げ軸力照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤パネ 1	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-31359	-12735	12.0	32	0.38	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	12435					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-19694	-10586	10.0	32	0.32	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	7043					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-26870	-11940	11.0	32	0.35	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-10515					
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-17382	-10771	9.2	32	0.29	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-5646					
地盤パネ 2	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-42296	-14114	14.0	32	0.44	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	10399					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-31060	-12616	12.8	32	0.40	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	5640					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-31022	-15609	11.3	32	0.36	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-7504					
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-23796	-13955	10.5	32	0.33	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-3800					

注記 鉄筋仕様に示す D51 ϕ 150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.2-31 に示す。赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.2-11 鉄筋の曲げ軸力照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{ss}	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤パネ 1	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-31359	-12735	146.1	600	0.25	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	12435					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-19694	-10586	123.9	660	0.19	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	7043					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-26870	-11940	131.5	660	0.20	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-10515					
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-17382	-10771	114.6	660	0.18	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-5646					
地盤パネ 2	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-42296	-14114	179.7	660	0.28	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	10399					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-31060	-12616	160.7	660	0.25	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	5640					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-31022	-15609	137.9	660	0.21	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-7504					
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-23796	-13955	132.6	660	0.21	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-3800					

注記 鉄筋仕様に示す D51 ϕ 150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.2-31 に示す。赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

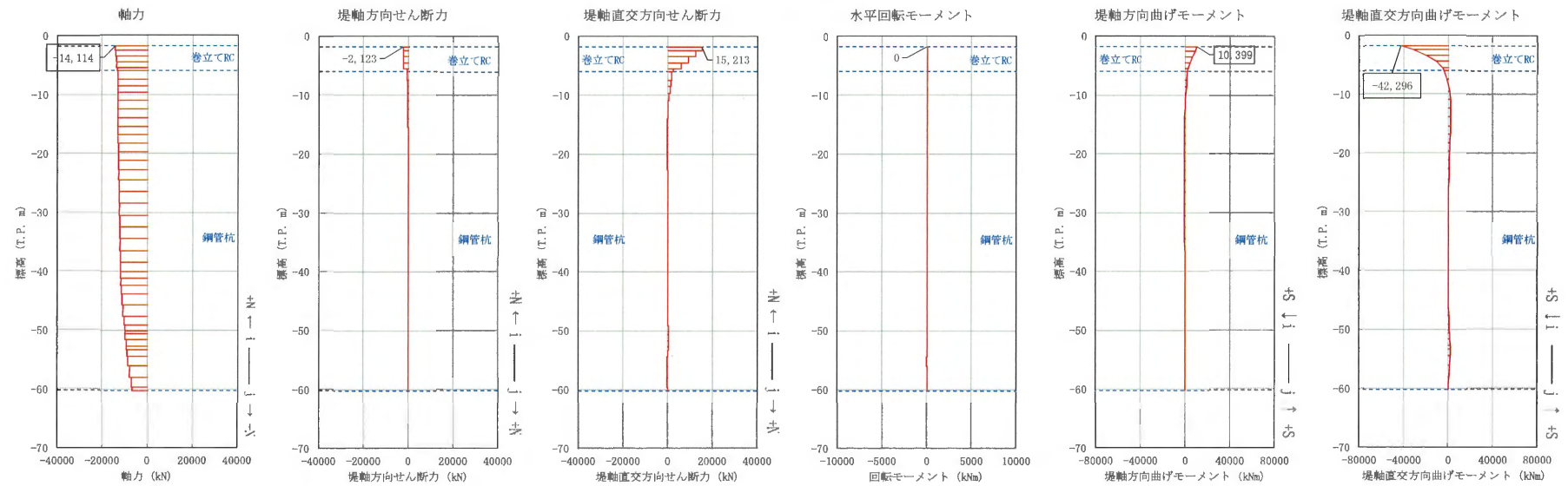


図 4.2-33 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ②—②断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ2)

南基礎

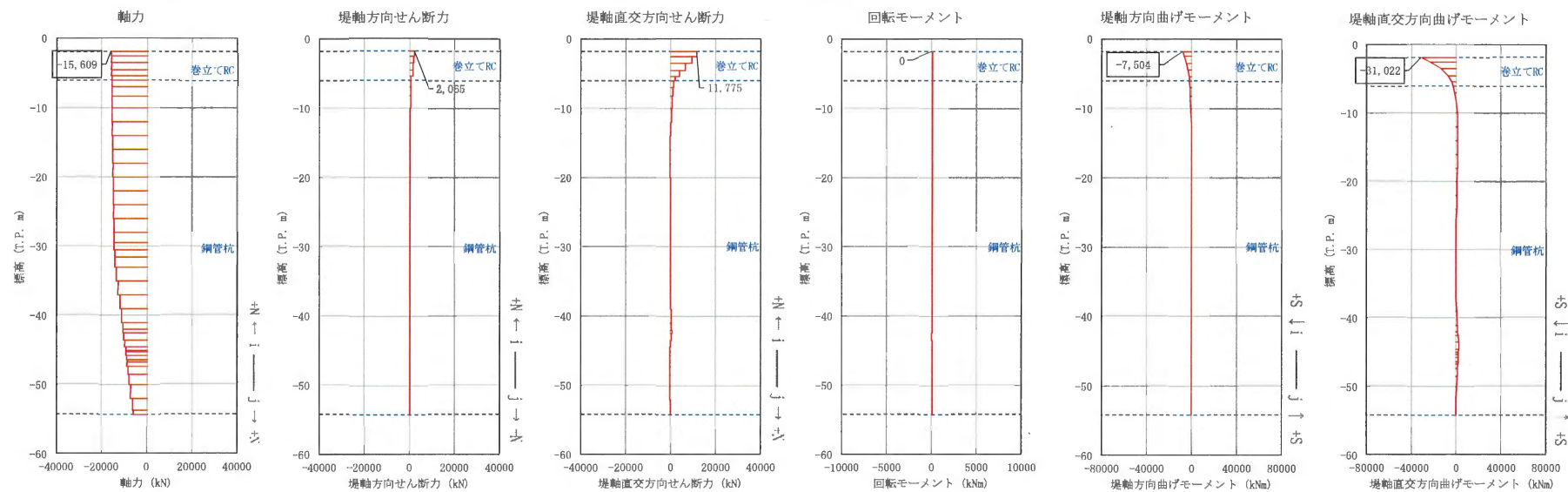


図 4.2-34 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時：敷地に遡上する津波, 南基礎, 地盤バネ2)

北基礎

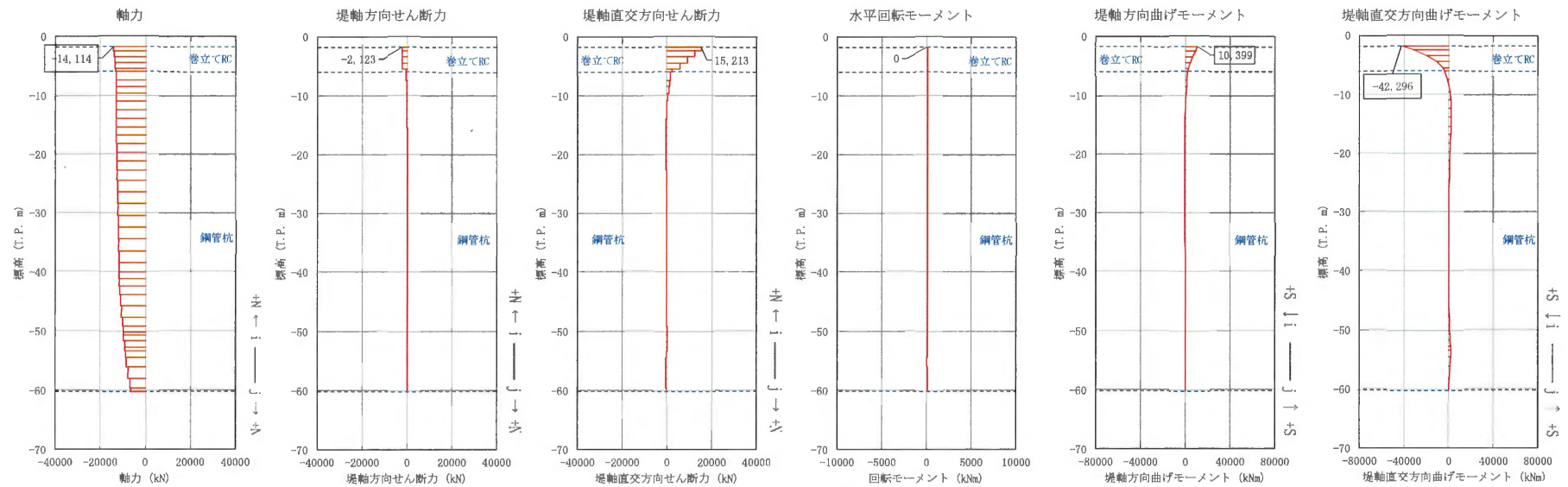


図 4.2-35 巻立て鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ②-②断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ2)

南基礎

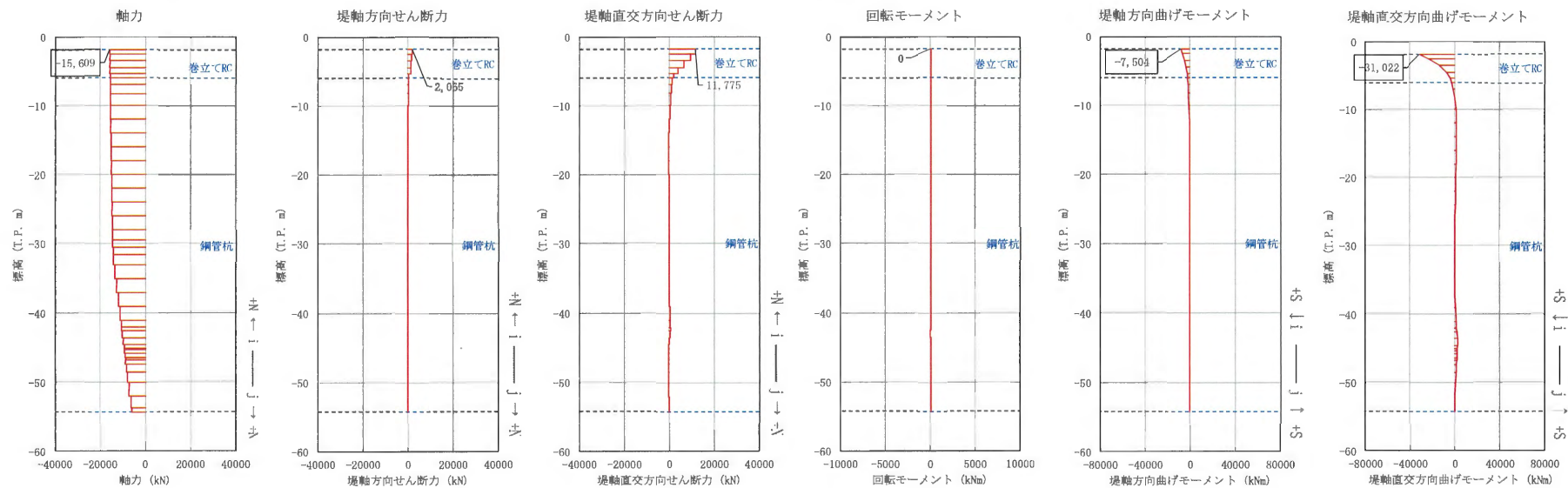


図 4.2-36 巻立て鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時：敷地に遡上する津波, 南基礎, 地盤バネ2)

ロ. せん断力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査は、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生せん断力を算出し、鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（ V_{ca} ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ V_{sa} ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-37 に、せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 4.2-38 に示す。

せん断力に対する評価は、図 4.2-37 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

せん断力に対する照査結果を表 4.2-12 に示す。表 4.2-12 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-39～図 4.2-42 に示す。

鉄筋コンクリートに分担される発生せん断力に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお、鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は 0.58 であり、地盤バネ 2 の北基礎の端部杭 NW 6 巻立て鉄筋コンクリートの②-②断面の照査値である。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

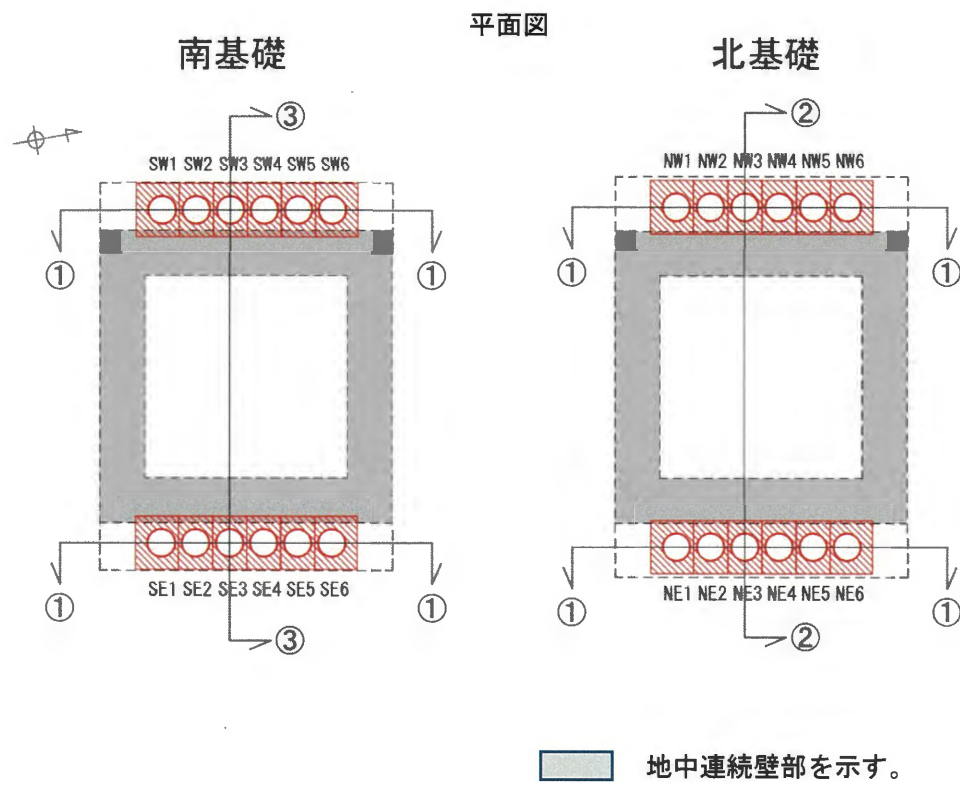


図 4.2-37 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート）
（図 4.2-31 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

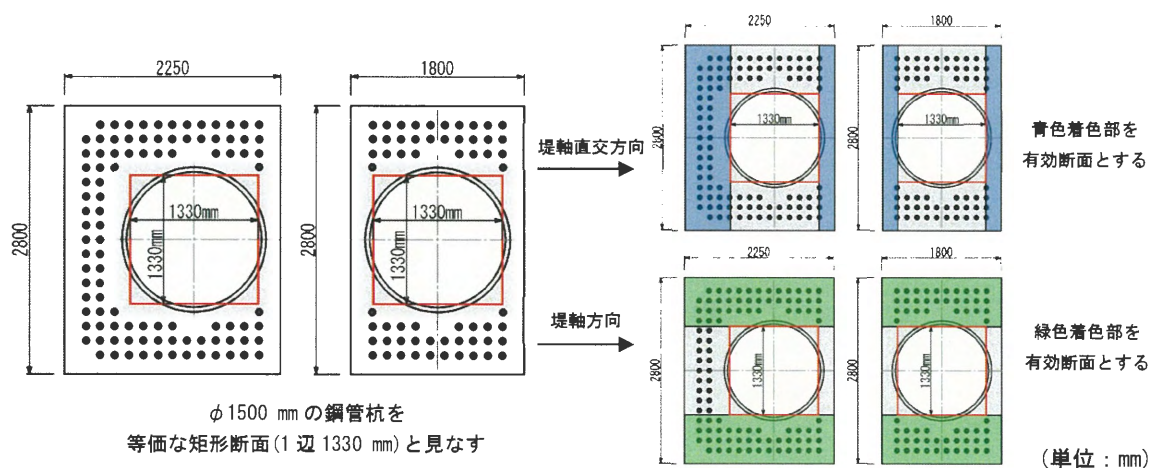


図 4.2-38 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方

表 4.2-12 セン断力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
地盤パネ 1	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D41, D38@150 (SD390)	10611	18916	0.57	—
			NE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	1808	7187	0.26	○
		中間杭	NW3	②-②断面	1800	2800	2375	D38@150 (SD390)	5732	11192	0.52	—
			NE4	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	1173	4887	0.25	—
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D38@150 (SD390)	8563	16506	0.52	○
			SE1	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	1398	7187	0.20	○
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D35@150 (SD390)	4766	9187	0.52	—
			SE3	④-④断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	750	4887	0.16	—
地盤パネ 2	北基礎	端部杭	NW6	②-②断面	2250	2800	2375	D35@150 (SD390)	8355	14469	0.58	○
			NE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	1354	7187	0.19	—
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35@150 (SD390)	5408	9476	0.58	—
			NE4	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	682	4887	0.14	—
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D38@150 (SD390)	6806	16506	0.42	—
			SW6	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	1135	7187	0.16	—
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D35@150 (SD390)	4350	9187	0.48	—
			SE3	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	405	4887	0.09	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D35@300 は、巻立て鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を鉄筋間隔 300 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で鉄筋径のみが異なる。
発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
評価位置は図 4.2-37 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

複合断面力 2901 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 1808 kN
 鋼管杭 1093 kN

北基礎

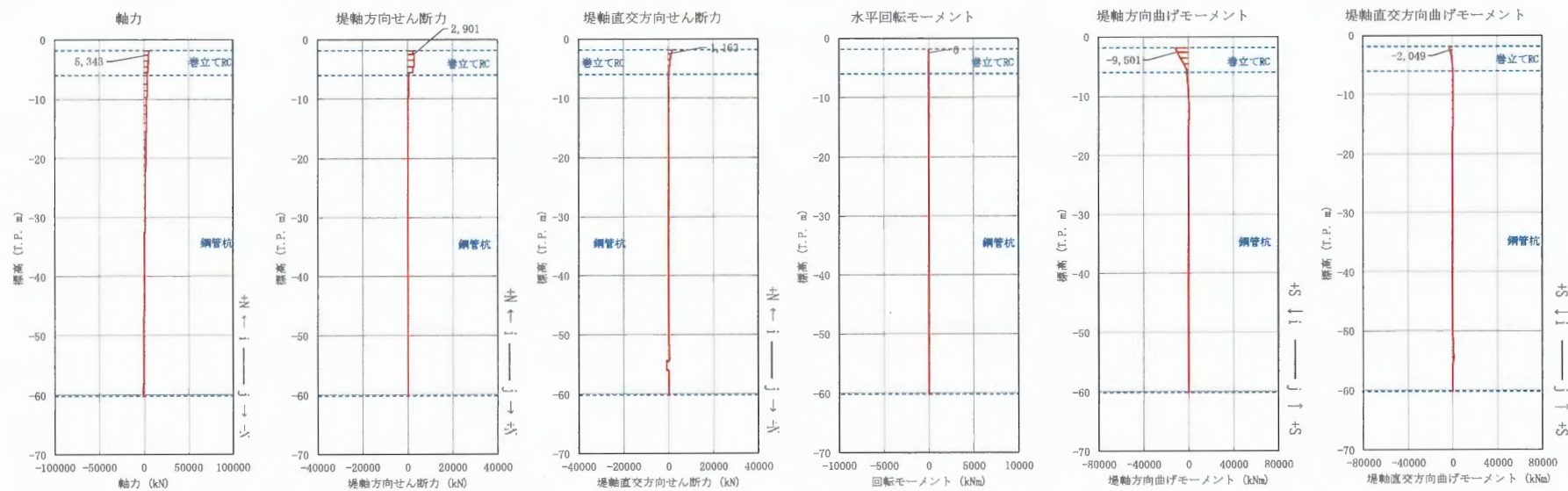


図 4.2-39 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
 ①-①断面（津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ1）

複合断面力 14814 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 8563 kN 南基礎
 鋼管杭 6251 kN

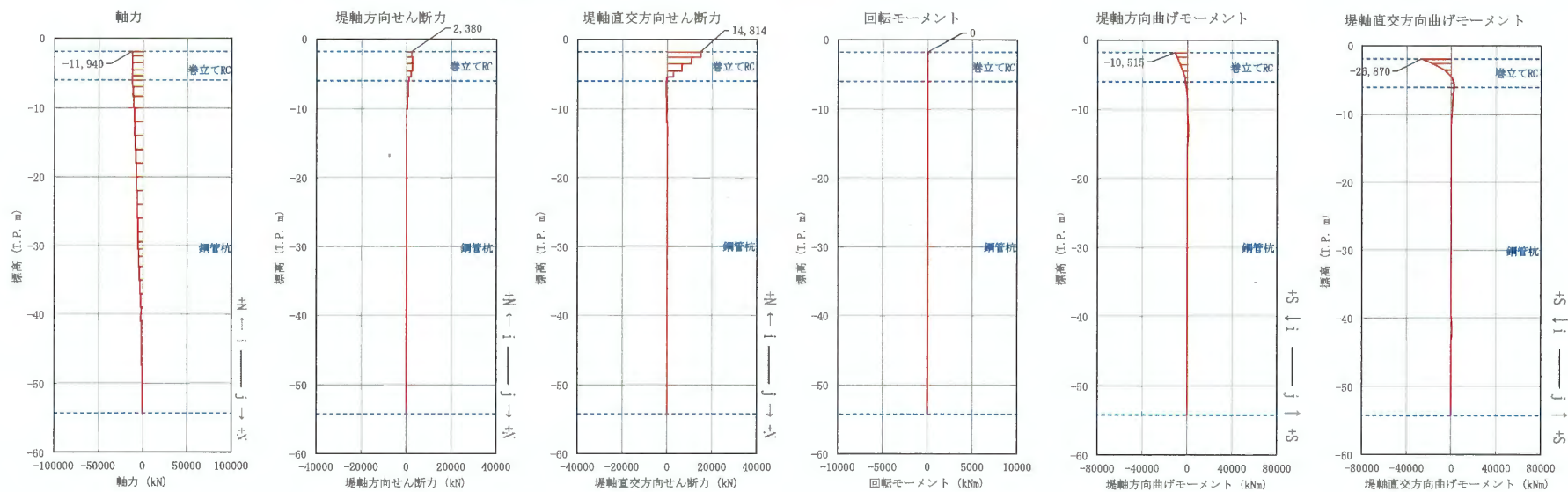


図 4.2-40 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ1）

複合断面力 2312 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 1398 kN
 鋼管杭 914 kN

南基礎

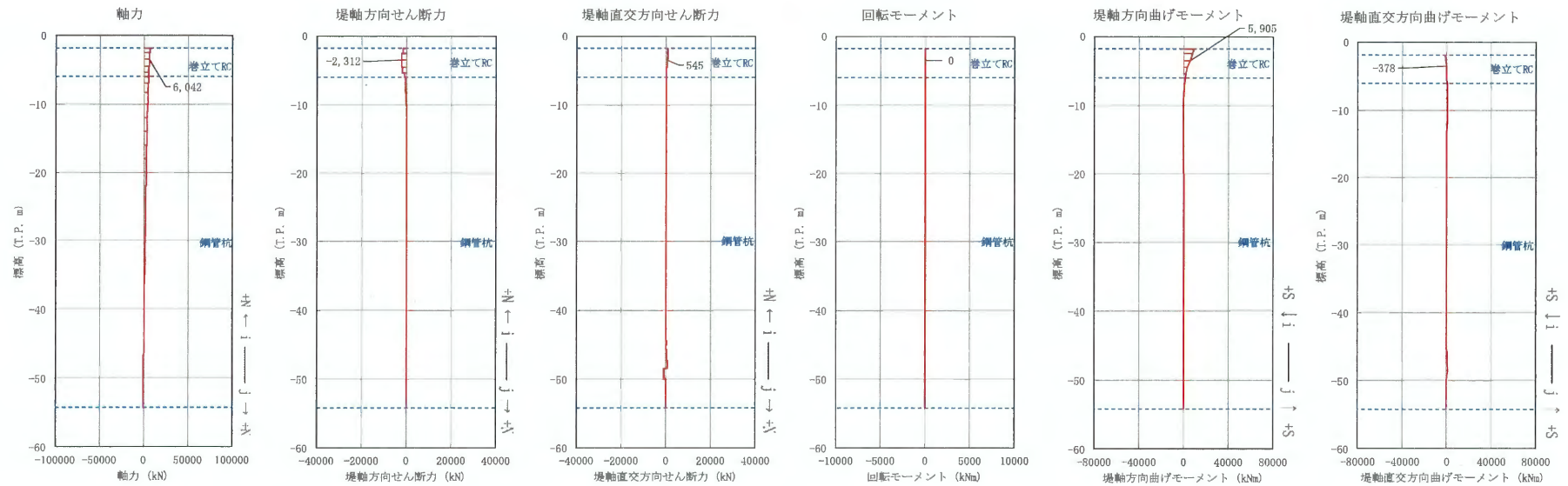


図 4.2-41 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
 ①-①断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ1）

複合断面力 12341 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 8355 kN
 鋼管杭 3986 kN

北基礎

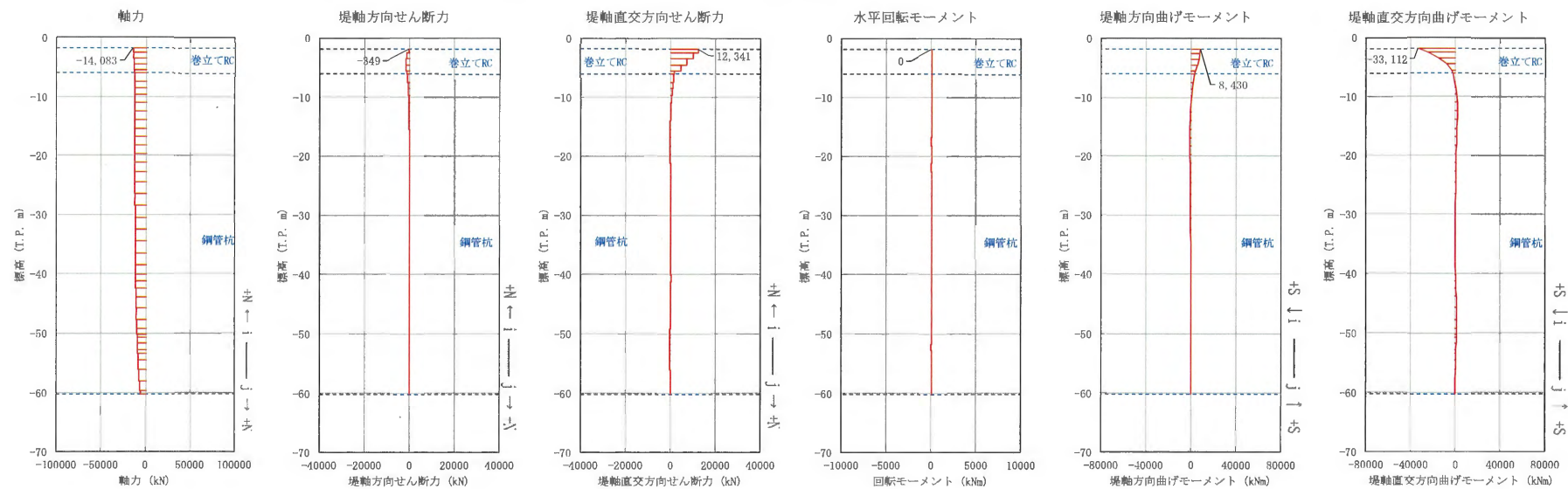


図 4.2-42 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ2)

(b) 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査は、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生応力度を算出し、鋼管杭に発生する圧縮応力度及び引張応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-43 に、巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置を図 4.2-44 に示す。

曲げ軸力に対する評価は、図 4.2-43 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。最初のアルファベットは、Nが北基礎の鋼管杭であり、Sが南基礎の鋼管杭であることを示す。2番目のアルファベットは、Eが東側の鋼管杭であり、Wが西側の鋼管杭であることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-13 に示す。表 4.2-13 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-45 及び図 4.2-46 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生応力度に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、鋼管杭の圧縮応力度に対する最大照査値は0.19、引張応力度に対する最大照査値は0.21であり、ともに地盤バネ2の照査値である。発生位置は、圧縮応力度が北基礎のNW2鋼管杭であり、引張応力度が北基礎のNW1鋼管杭である。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

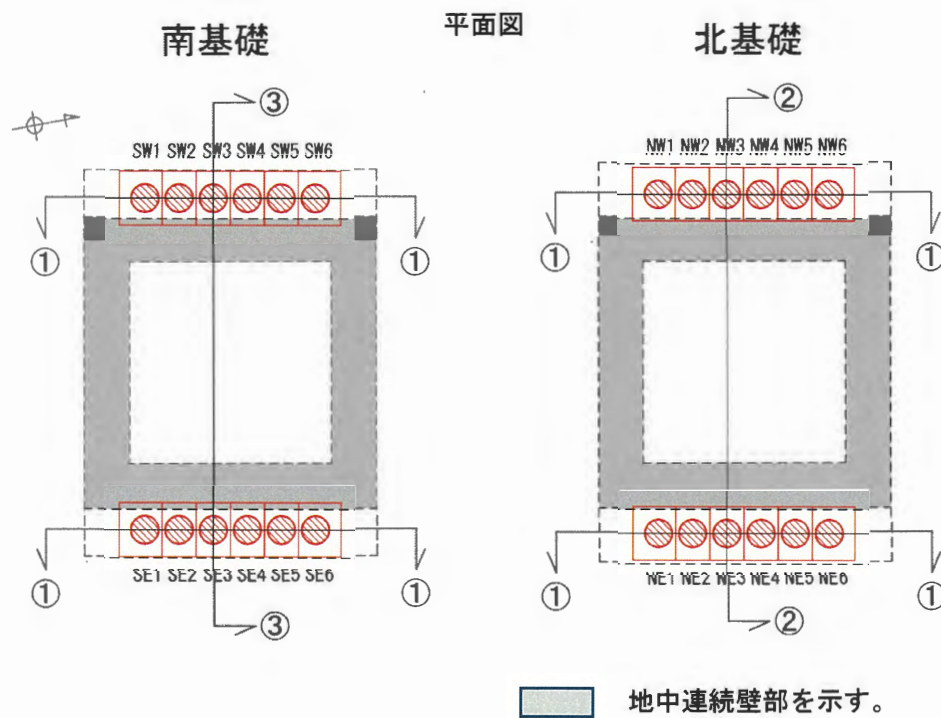


図 4.2-43 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）

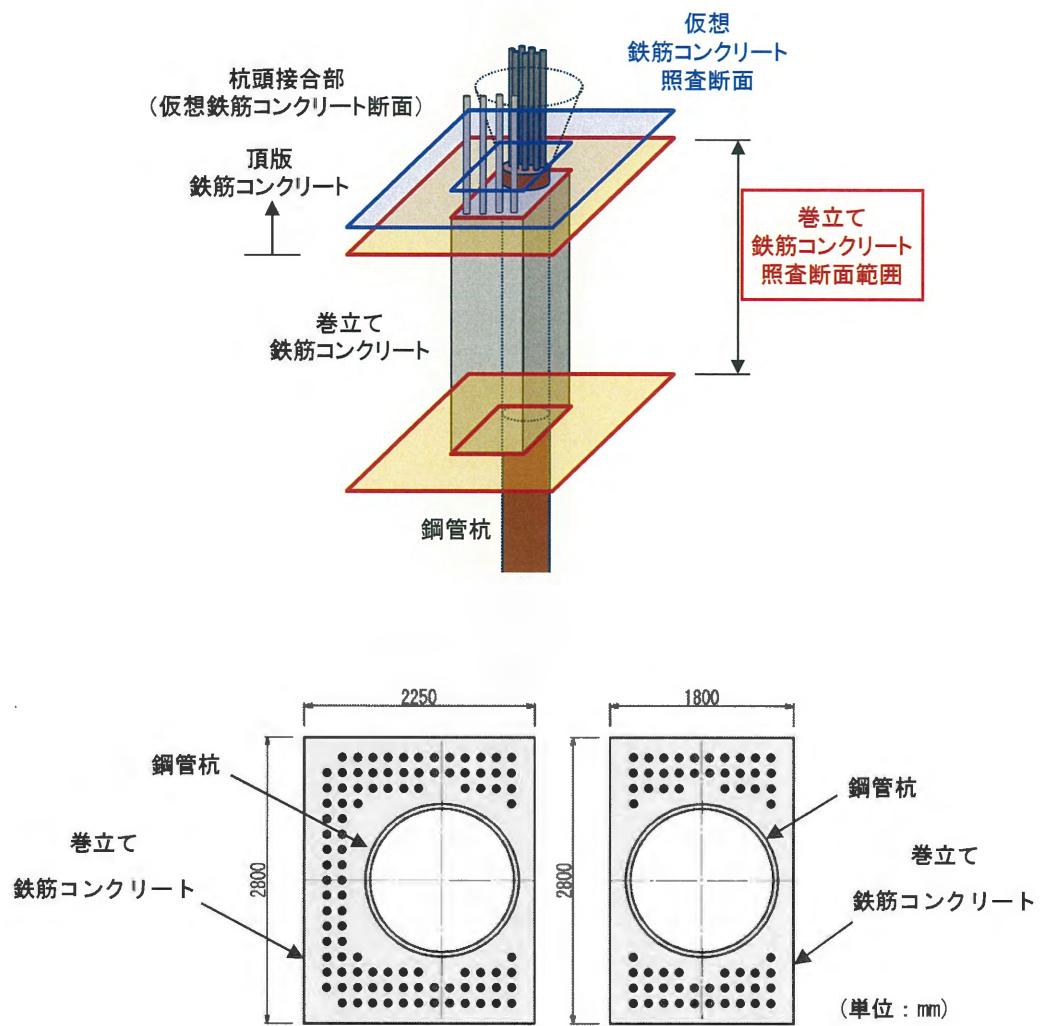


図 4.2-44 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置
(図 4.2-32 の再掲)

表 4.2-13 曲げ軸力照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 1	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-19694	-10586	72.7	500	0.15	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	7043					
		引張 応力度	NW1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-31359	-12735	84.0	500	0.17	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	12435					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-17382	-10771	66.0	500	0.14	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-5846					
		引張 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-26870	-11940	84.6	500	0.17	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-10515					
地盤 パネ 2	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-31060	-12616	90.0	500	0.19	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	5640					
		引張 応力度	NW1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-42296	-14114	104.2	500	0.21	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	10399					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-23796	-13955	76.6	500	0.16	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-3800					
		引張 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-31022	-15609	80.8	500	0.17	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-7504					

注記 評価位置は図 4.2-43 に示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

南基礎

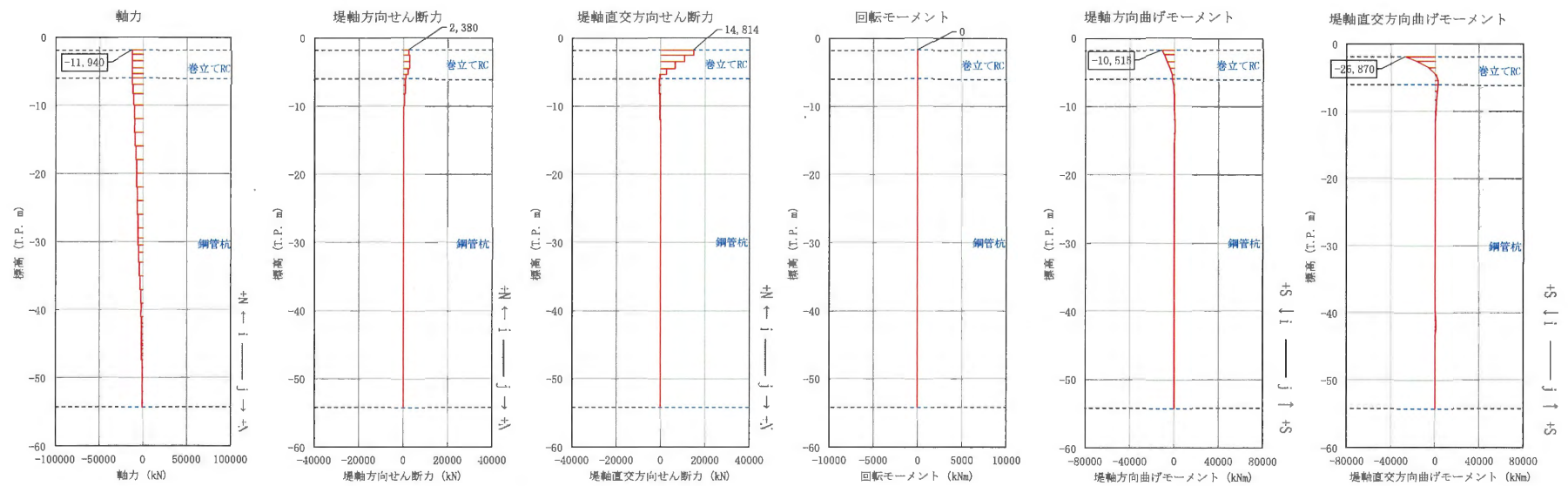


図 4.2-45 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時：敷地に遡上する津波, 南基礎, 地盤バネ 1)

北基礎

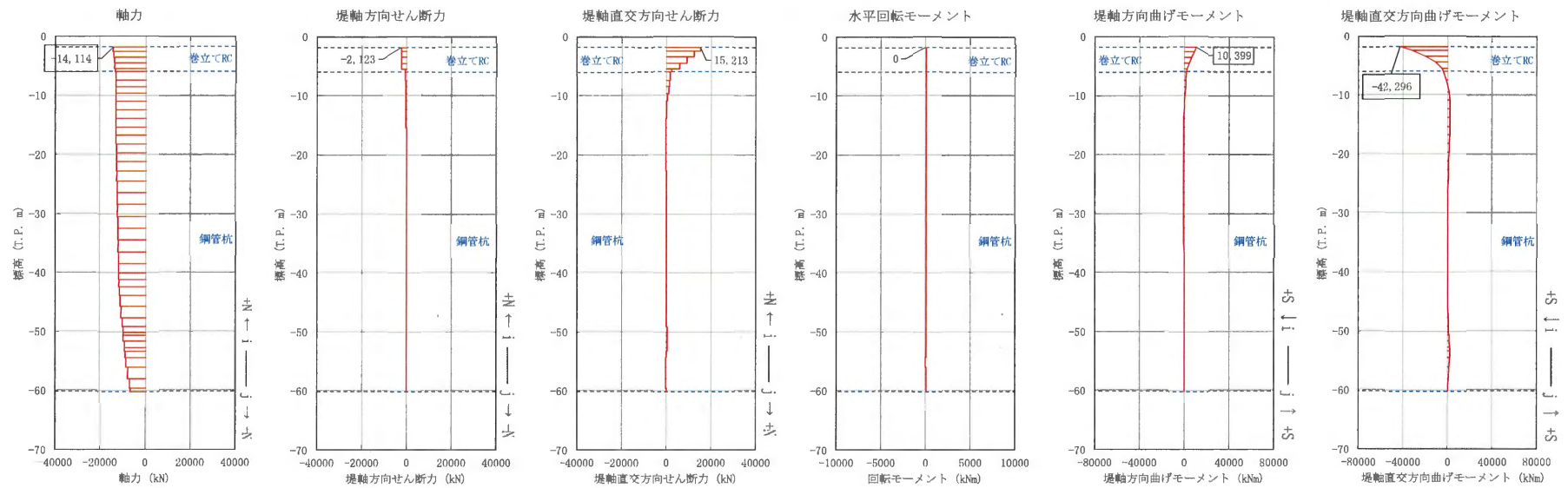


図 4.2-46 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ②—②断面, (津波時: 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ2)

ロ. せん断力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する照査は、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生断力度を算出し、鋼管杭の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-47 に、せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 4.2-48 に示す。

せん断力に対する評価は、曲げ軸力に対する評価と同様に図 4.2-47 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

せん断力に対する照査結果を表 4.2-14 に示す。表 4.2-14 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-49～図 4.2-52 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生せん断力に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は 0.50 であり、地盤バネ 1 の北基礎の NW 1 鋼管杭の②-②断面の照査値である。この照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表のとおり工認設計モデルの照査値（せん断力に対する最大照査値 0.84）よりも小さい。これは、残置する地中連続壁部を考慮することで、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が、工認設計モデルよりも軽減されたためである。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

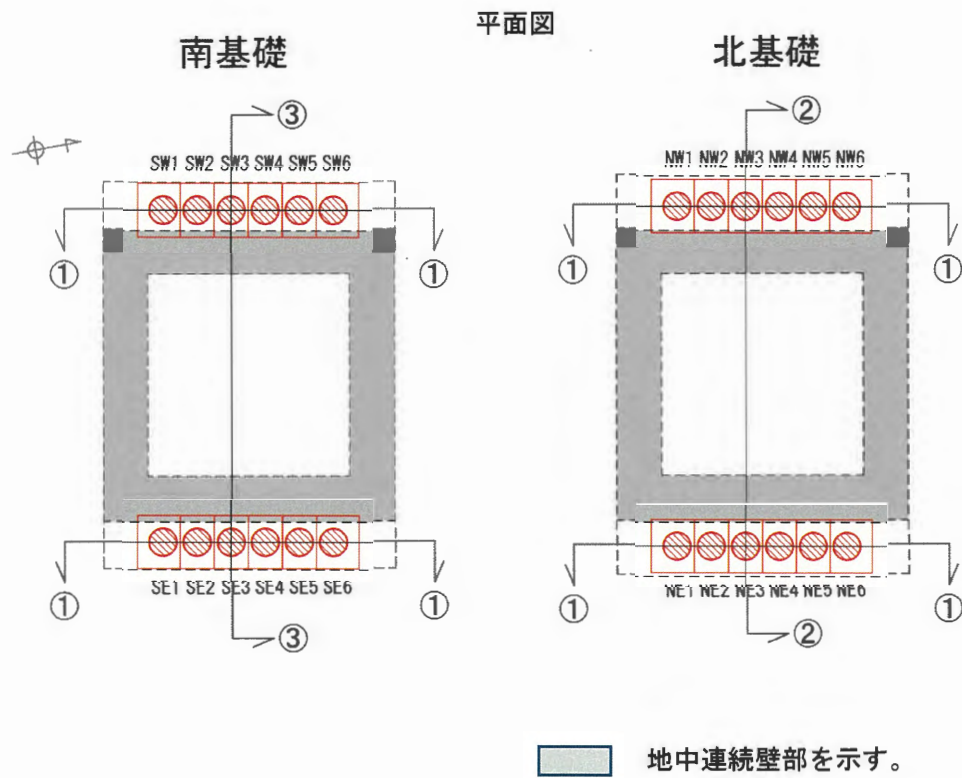


図 4.2-47 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）
（図 4.2-43 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

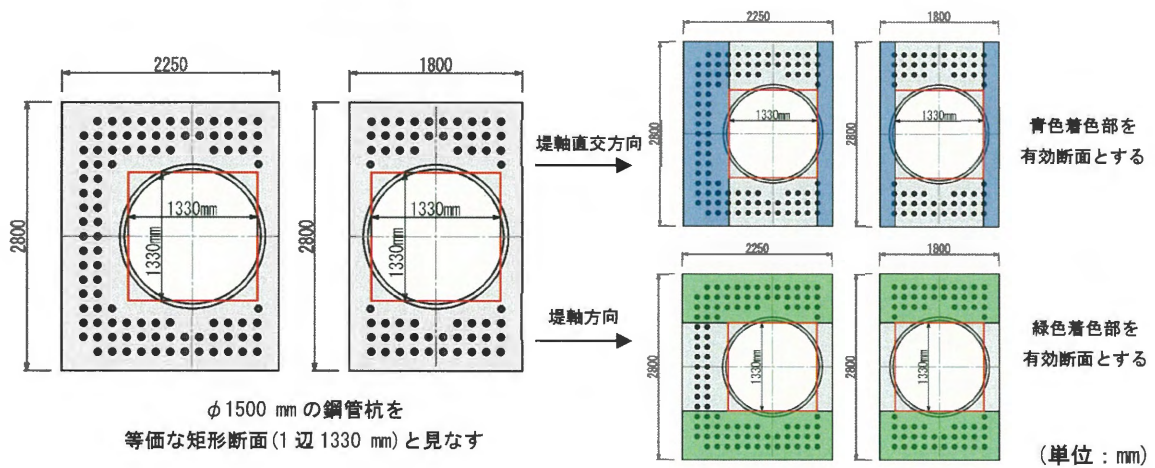


図 4.2-48 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方

(図 4.2-38 の再掲)

表 4.2-14 せん断力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ / τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)	τ (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)		
地盤 パネ 1	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	15675	140.6	285	0.50	○
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3275	29.4	285	0.11	○
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	14814	132.8	285	0.47	○
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	2565	23.0	285	0.09	○
地盤 パネ 2	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	15213	136.4	285	0.48	—
		NE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	2173	19.5	285	0.07	—
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	11775	105.6	285	0.38	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	2065	18.5	285	0.07	—

注記 評価位置は図 4.2-47 に示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

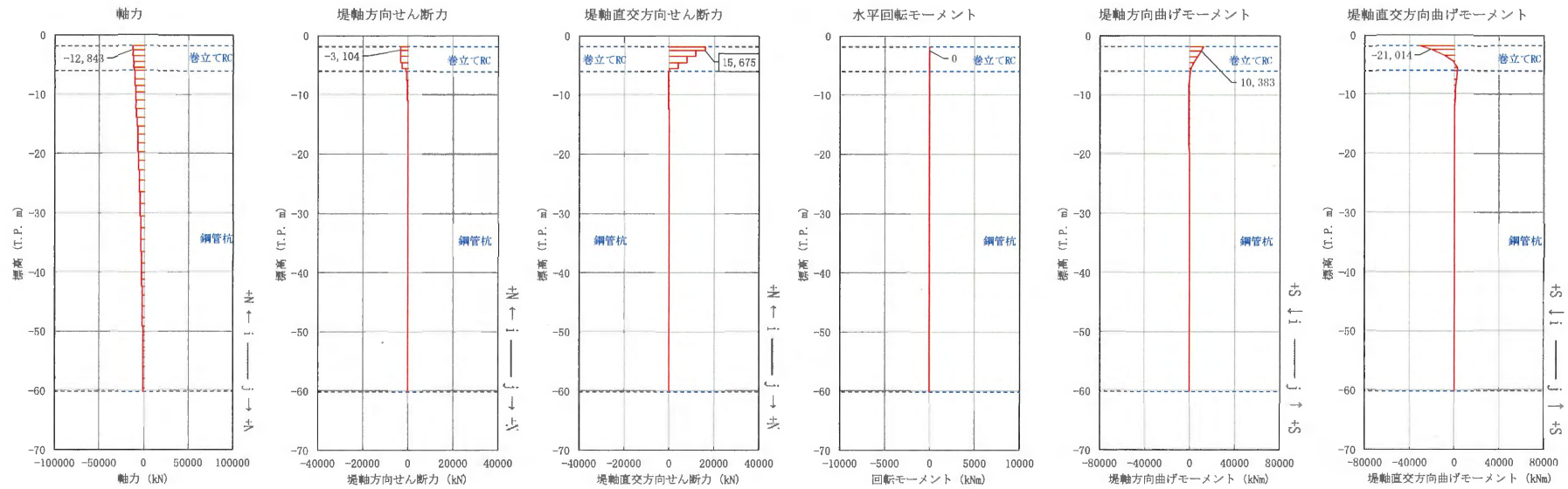


図 4.2-49 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面（津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ 1）

北基礎

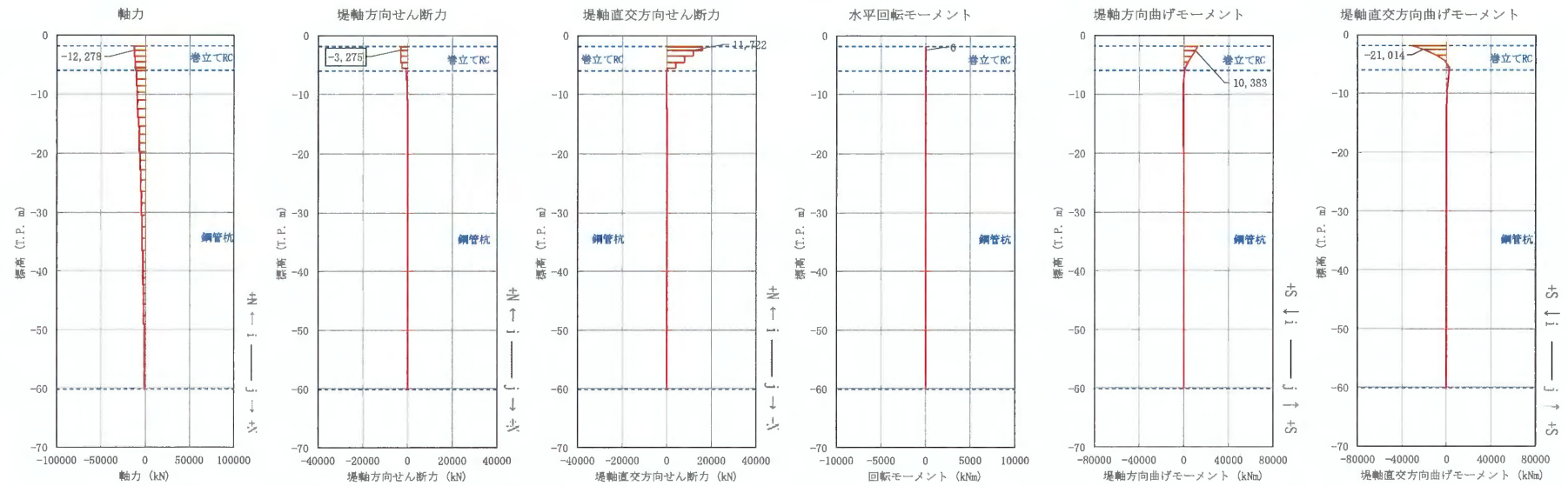


図 4.2-50 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（津波時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ 1）

南基礎

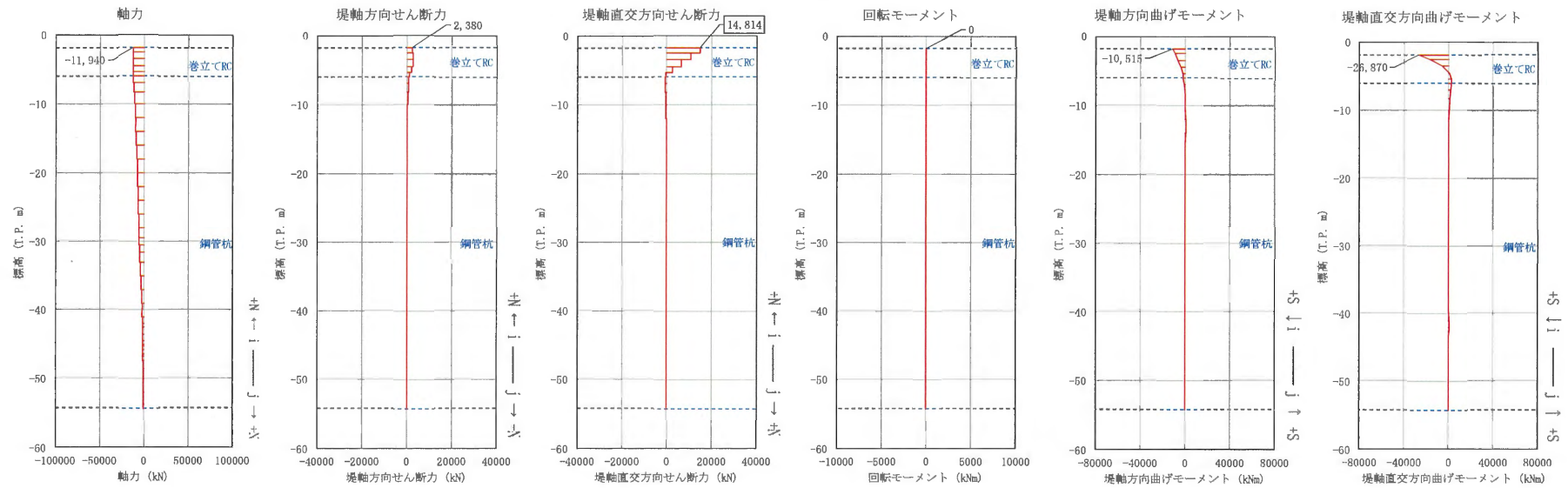


図 4.2-51 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③ー③断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ 1）

南基礎

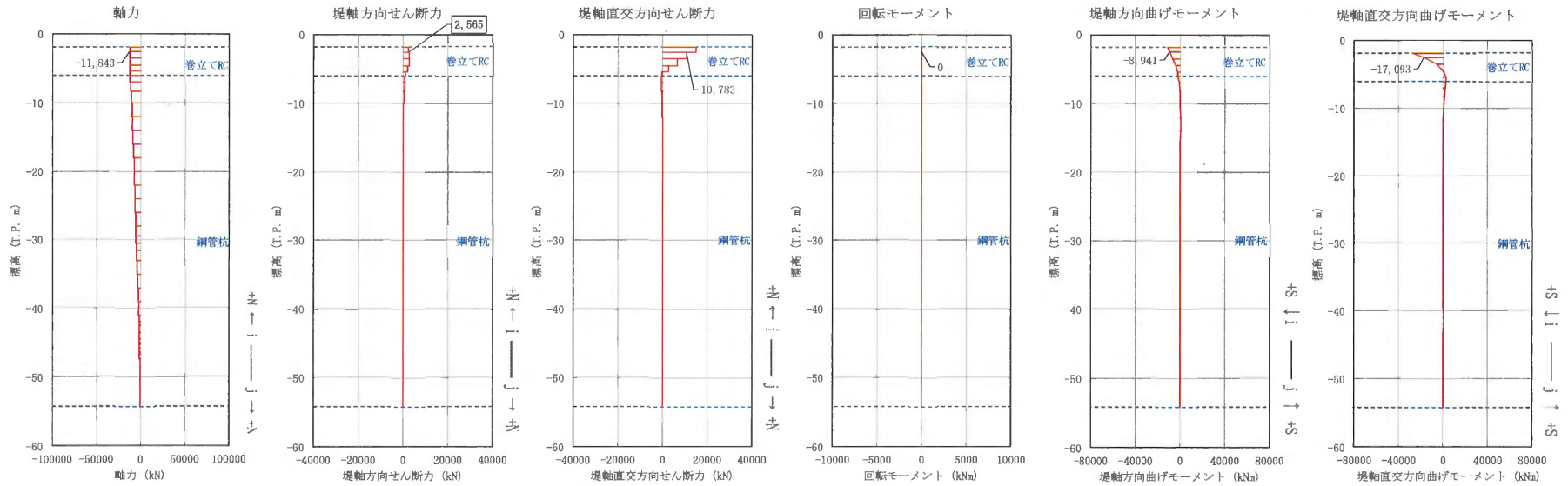


図 4.2-52 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面（津波時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ1）

d. 杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）

(a) 鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の曲げ軸力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られる断面力に対して，仮想鉄筋コンクリート断面として発生応力度を算出する。鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の曲げ軸力に対する照査は，接合部のコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が，それぞれ許容限界以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-53 に，鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 4.2-54 に，巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 4.2-55 に示す。

曲げ軸力評価に対する評価は，図 4.2-53 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は，鋼管杭と同様に以下のルールに従う。最初のアルファベットは，Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリートであり，Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。2番目のアルファベットは，Eが東側の巻立て鉄筋コンクリートであり，Wが西側の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。末尾の数字は，南端の巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し，北端の巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また，末尾の番号が1及び6を端部杭，2～5を中間杭として照査結果を区別する。端部杭と中間杭として区別したのは，部材幅が異なるためである。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-15 に，鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-16 にそれぞれ示す。杭頭接合部を仮想鉄筋コンクリート断面に置き換え，許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお，コンクリートの曲げ軸力に対する照査の最大照査値は，巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部が0.51であり，鋼管杭断面の接合部が0.18である。一方，鉄筋の曲げ軸力に対する照査の最大照査値は，巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部が0.36であり，鋼管杭断面の接合部が0.17である。これらの最大照査値は全て地盤バネ2の北基礎の端部杭NW1における照査値である。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

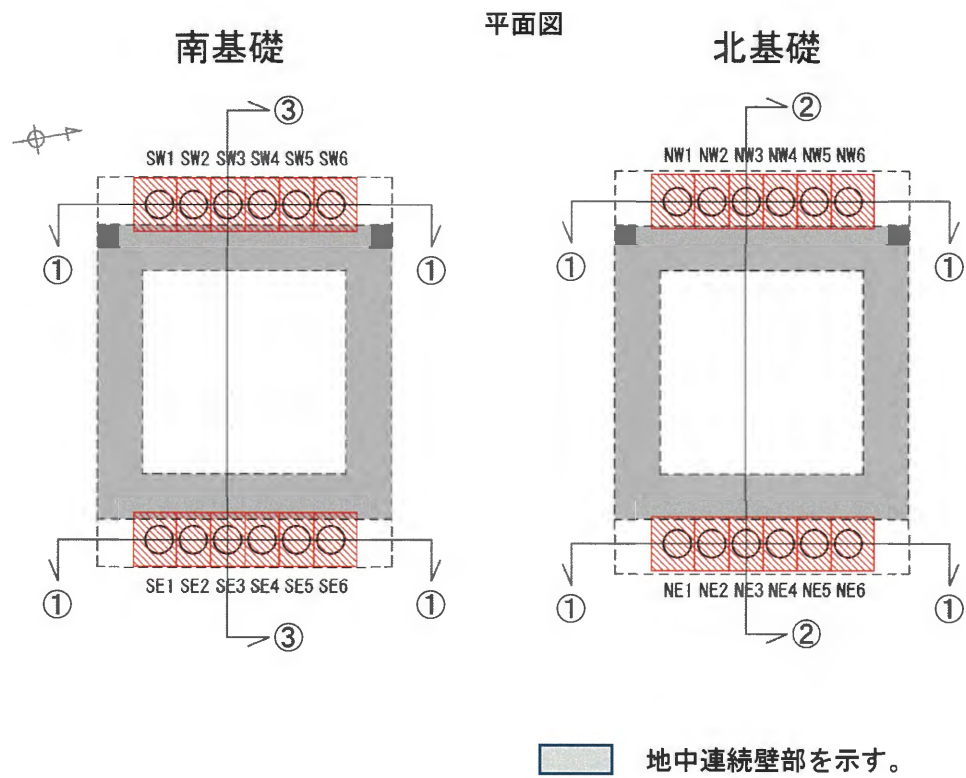
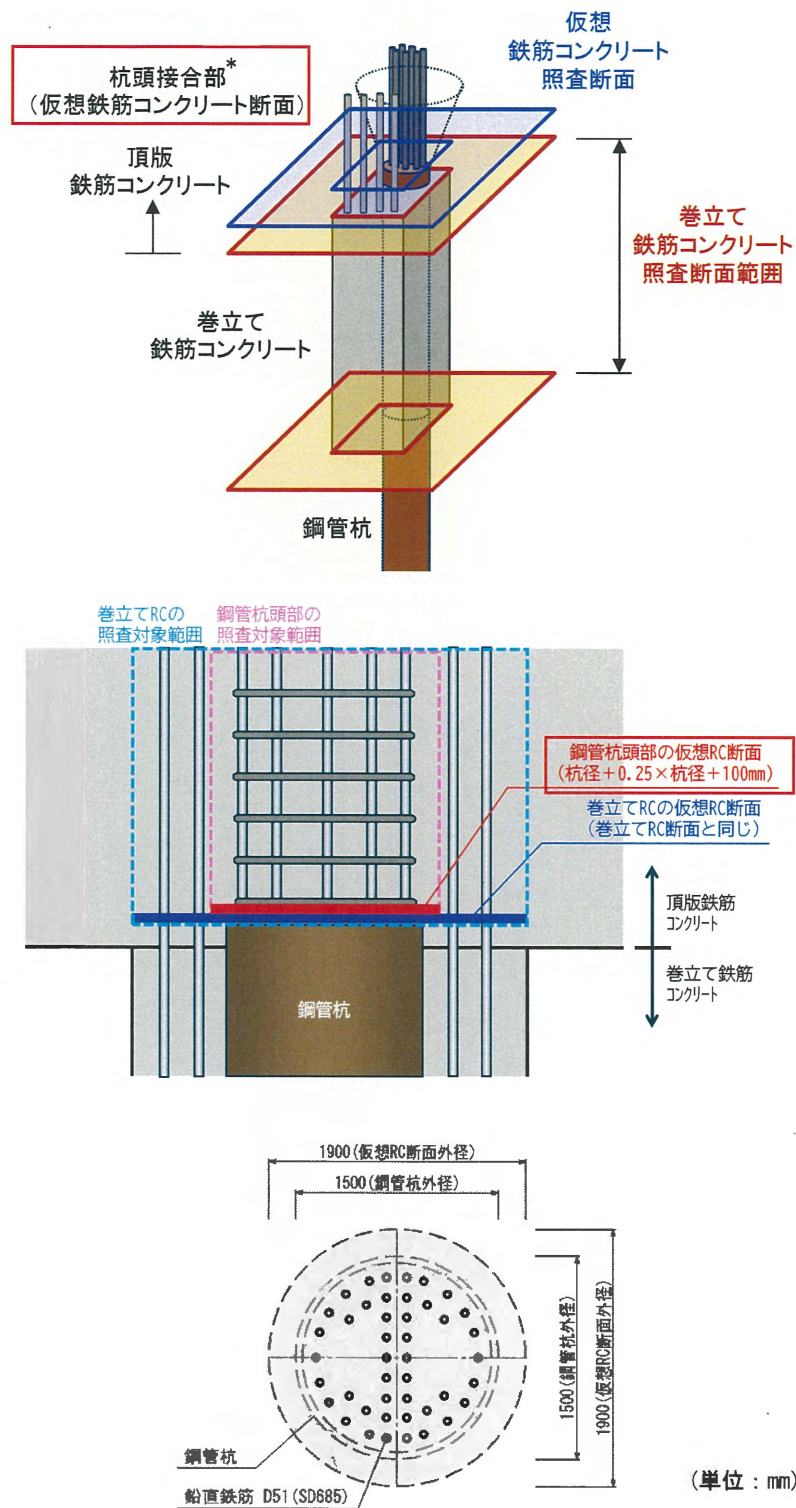
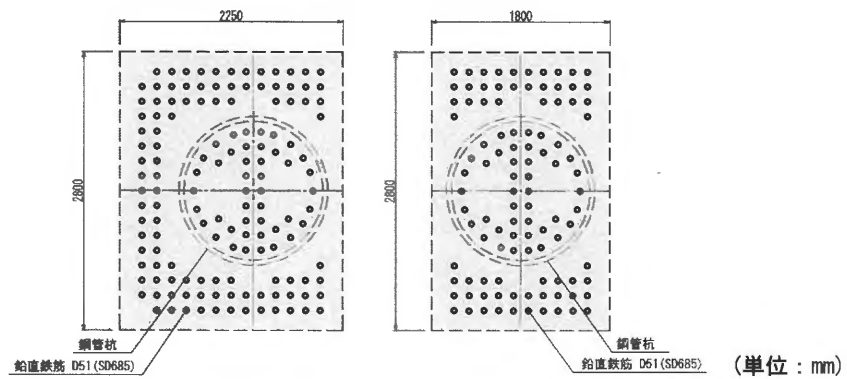
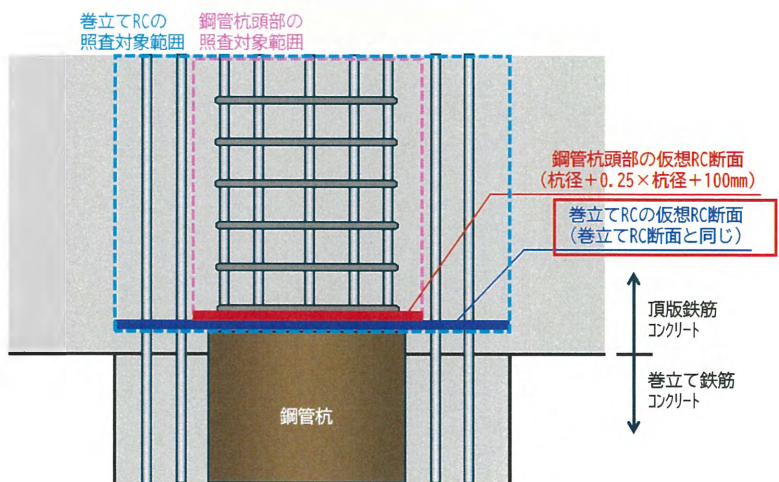
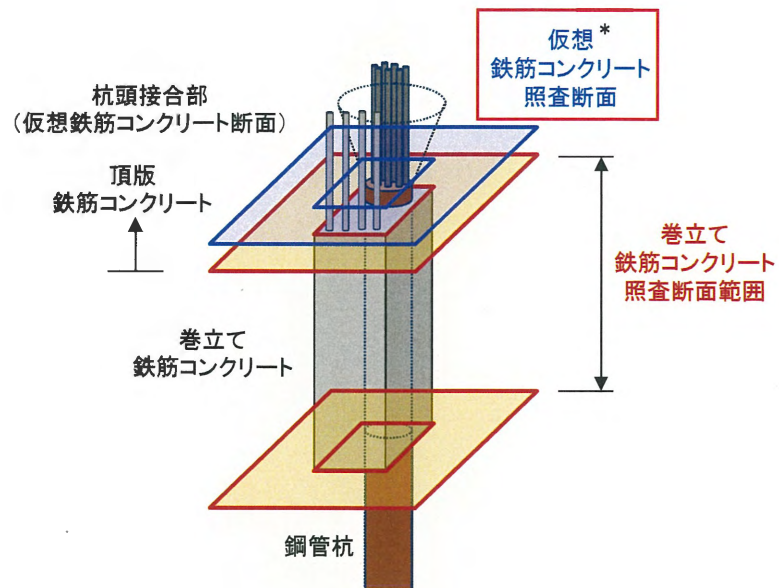


図 4.2-53 評価位置図（杭頭接合部）



* 仮想鉄筋コンクリート断面は「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」に基づいて設定

図 4.2-54 鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置



* 仮想鉄筋コンクリート断面は「道路橋示方書(Ⅳ下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」に基づいて設定
 図 4.2-55 巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置

表 4.2-15 コンクリートの曲げ軸力照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置					断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 1	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-31359	-12735	13.9	32	0.44
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	12435				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-19694	-10586	12.4	32	0.39
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	7043				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	2406	863	4.5	32	0.15
		南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-26870	-11940	13.3	32
	①－①断面					2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-10515				
	中間杭			SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-17382	-10771	11.7	32	0.37
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-5846				
	仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	2295	1226	4.3	32	0.14	
	地盤 パネ 2	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-42296	-14114	16.1	32
①－①断面						2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	10399				
中間杭				NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-31060	-12616	15.4	32	0.49
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	5540				
仮想RC断面 (鋼管杭)			NW1	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	2992	1041	5.6	32	0.18	
南基礎			仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-31022	-15609	13.2	32
		①－①断面				2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-7504				
		中間杭		SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-23796	-13955	12.7	32	0.40
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-3800				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	2399	580	4.5	32	0.15

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して結合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.2-53 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.2-16 鉄筋の曲げ軸力照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置					断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 1	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-31359	-12735	191.0	600	0.32
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	12435				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-19694	-10586	151.2	660	0.23
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	7043				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	2406	863	88.8	660	0.14
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-26870	-11940	186.2	660	0.29
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-10515				
			中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-17382	-10771	142.7	660	0.22
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-5846				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	2295	1226	90.3	660	0.14
地盤 パネ 2	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-42296	-14114	231.3	660	0.36
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	10399				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-31060	-12616	204.4	660	0.31
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	5640				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	2992	1041	109.9	660	0.17
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-31022	-15609	173.8	660	0.27
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-7504				
			中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-23796	-13955	158.3	660	0.24
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-3800				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	2399	580	84.6	660	0.13

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して結合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.2-53 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

e. 頂版鉄筋コンクリート

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

津波時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出する。頂版鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査は，コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が，それぞれ許容限界以下であることを確認する。

曲げ軸力に対する評価は，図 4.2-56 に示す評価位置図の頂版鉄筋コンクリートに対して行う。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-17 に，鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-18 にそれぞれ示す。頂版鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお，頂版鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は 0.28 であり，鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は 0.38 である。これらの照査値は，ともに地盤パネ 2 の北基礎西側の堤軸直交方向の照査値である。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

北基礎

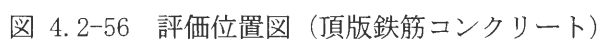
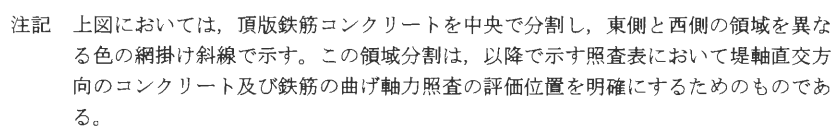


表 4.2-17 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置			断面形状 部材高 h (mm)	鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
						曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 1	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-28771	3193	2.2	32	0.07
			西側	5040	D51@150	-36293	-13443	6.7	32	0.21
		堤軸方向		5040	D29@150*	-11007	-1049	1.8	32	0.06
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-29469	1618	2.3	32	0.08
			西側	5040	D51@150	-35046	-13148	6.4	32	0.21
		堤軸方向		5040	D29@150*	-9055	-896	1.6	32	0.06
地盤 パネ 2	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-43981	1949	3.5	32	0.11
			西側	5040	D51@150	-45996	-12416	8.7	32	0.28
		堤軸方向		5040	D29@150*	-10463	-692	1.7	32	0.06
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-57926	1276	4.7	32	0.15
			西側	5040	D51@150	-30624	-9958	5.7	32	0.18
		堤軸方向		5040	D29@150*	-12069	-579	2.1	32	0.07

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。

*：最小鉄筋量に基づき設定した鉄筋仕様である。

評価位置は図 4.2-56 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.2-18 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置			断面形状	鉄筋段数		鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s / σ_{sa}
				部材高 h (mm)	上面	下面		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
地盤 パネ 1	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-28863	6524	91.2	660	0.14
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-15350	3517	68.2	478.5	0.15
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	-36293	-13443	116.6	660	0.18	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-11800	-2871	53.0	478.5	0.12	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-11007	-1049	101.4	478.5	0.22
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-30189	4745	86.8	660	0.14
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-16288	2051	62.1	478.5	0.13
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	-35046	-13148	110.3	660	0.17	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-17403	-6874	40.5	478.5	0.09	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-4769	1626	96.4	478.5	0.21
地盤 パネ 2	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-43708	3230	111.0	660	0.17
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-22692	1596	78.9	478.5	0.17
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	-45996	-12416	219.9	660	0.34	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-25633	-5926	120.3	478.5	0.26	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-6748	2121	131.7	478.5	0.28
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-57506	2048	137.3	660	0.21
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-30260	1125	99.3	478.5	0.21
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	-30624	-9958	118.8	660	0.19	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-12635	-4484	35.8	478.5	0.08	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-7973	3352	177.7	478.5	0.38

注記 D51-7 段等で示した鉄筋仕様、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋の仕様であり、D51-7 段は公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を 7 段で配置することを示す。括弧内の SD490 及び SD685 は鉄筋材質である。
 評価位置は図 4.2-56 に示す。
 赤線枠内は最大照査値を示す。

(b) せん断力に対する評価結果

せん断力は堤軸方向と堤軸直交方向のせん断力を合成して算出する。

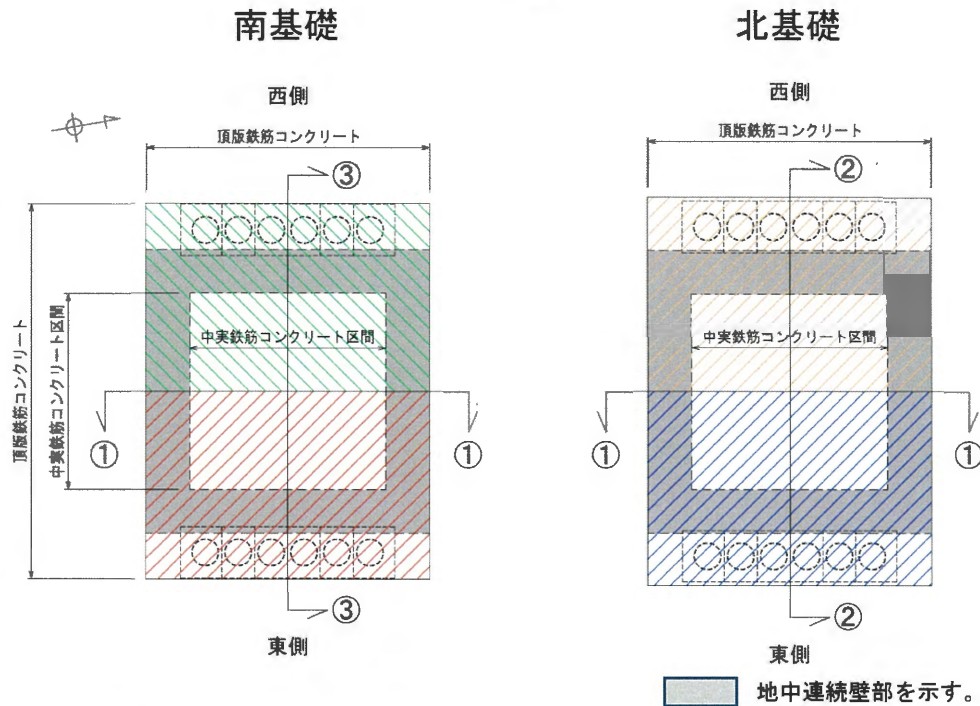
津波時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力を抽出する。頂版鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査は，堤軸方向と堤軸直交方向の発生せん断力を合成して算出したせん断力がコンクリートの短期許容せん断力（ $V_{c,a}$ ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ $V_{s,a}$ ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認する。

せん断力に対する評価は，評価位置を図 4.2-57 に示す評価位置図の頂版鉄筋コンクリートに対して行う。

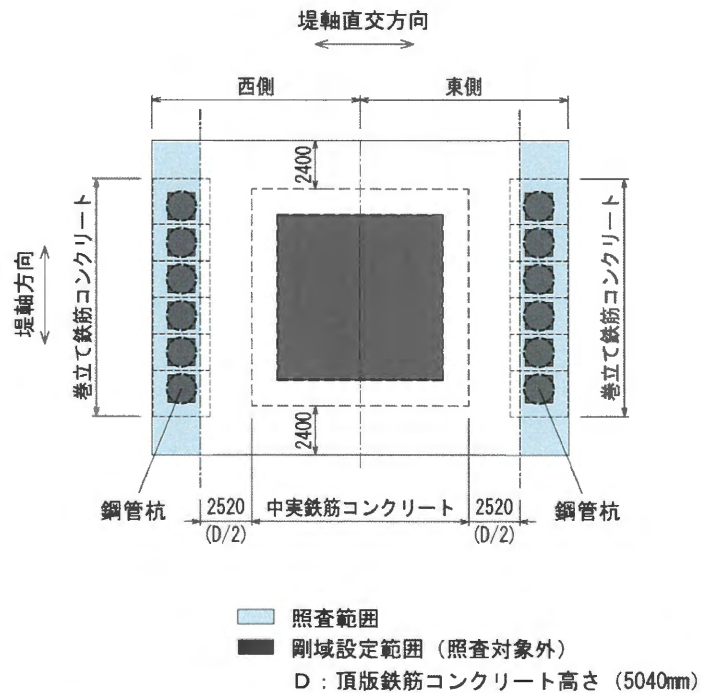
せん断力に対する照査結果を表 4.2-19 に示す。頂版鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお，頂版鉄筋コンクリートにおけるせん断力に対する最大照査値は 0.31 である。この照査値は，地盤バネ 2 の北基礎西側の照査値である。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

平面図



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。以降で示す照査表において堤軸直交方向のせん断照査の評価位置を明確にするためのものである。



注記 照査結果に示す発生せん断力は、要素に発生した単位幅当たりの断面力とする。

図 4.2-57 評価位置図 (頂版鉄筋コンクリート)

表 4.2-19 せん断力に対する照査結果（津波時：敷地に遡上する津波）

地盤バネ のケース	評価位置		断面形状	鉄筋仕様 (材質)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V_u (kN)	照査値 V/V_u	断面力図
			部材高 h (mm)					
地盤バネ 1	北基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	4892	31785	0.16	—
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	9416	31712	0.30	—
	南基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	5065	31785	0.16	—
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	9225	31712	0.30	—
地盤バネ 2	北基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	5292	31785	0.17	—
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	9772	31712	0.31	—
	南基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	6994	31785	0.23	—
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	9862	31712	0.32	—

注記 鉄筋仕様に示す 3.333-D38@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 38.1mm の異形棒鋼 D38 を堤軸方向の鉄筋間隔 300 mm（同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本）で配置し、堤軸直交方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に 3.333-D35@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を堤軸方向の鉄筋間隔 300 mm（同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本）で配置し、堤軸直交方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD390 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.2-57 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

(2) 鋼製防護壁基礎の評価結果（重畳時）

a. 中実鉄筋コンクリート

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出する。中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査は、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

中実鉄筋コンクリートは、部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき、鉄筋仕様の異なる5種類の部材により構成する。部材の構成は、図4.2-58に示すとおり北基礎が1種類、南基礎が4種類（上部、中央（上）、中央（下）及び下部）である。したがって、中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する評価は、上記の5種類の部材に対して行う。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表4.2-20に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表4.2-21にそれぞれ示す。表4.2-20及び表4.2-21に示す照査結果では、5種類の部材に対して3種類の地盤バネ条件（地盤バネ3、地盤バネ4及び地盤バネ5）のうち照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図4.2-59～図4.2-68に示す。

中実鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は0.83、鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は0.90であり、ともに地盤バネ4の南基礎中央（下）の照査値である。最大照査値が発生した南基礎中央（下）は、堤軸及び堤軸直交方向の曲げモーメントが最大になる部材である。これらの照査値は、表4.2-1～表4.2-4に示す評価結果総括表のとおり工認設計モデルの照査値（コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値0.53、鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値0.56）よりも大きく、地中連続壁部に発生する断面力を中実鉄筋コンクリートに負担させることで保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

なお、中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、上記のとおり南基礎の方が大きく発生する。このような結果となるのは、図4.2-69に示すとおり南基礎周辺の地盤剛性（地盤反力係数）及び地盤強度（地盤反力上限値）が、Km層（岩盤）上面を境界に浅部と深部で著しく異なるためである。Km層上面以深は地盤剛性、強度ともに大きいため、地盤による拘束が強い。その一方でKm層上面以浅は地盤剛性、強度ともに小さいため、ほとんど地盤反力が得られない。この地盤条件の下で、重畳時の荷重が作用すると、中実鉄筋コンクリートではKm層上面付近において曲げモーメントが急激に増加し、曲げ軸力に対する評価結果が厳しいものとなる。一方、北基礎においては、図4.2-70に示すとおり南基礎のような地盤剛性及び地盤強度の深度方向における急激な変化がないため、南基礎に比較して曲げ軸力に対する評価結果は厳しくならない。

平面图



側面図

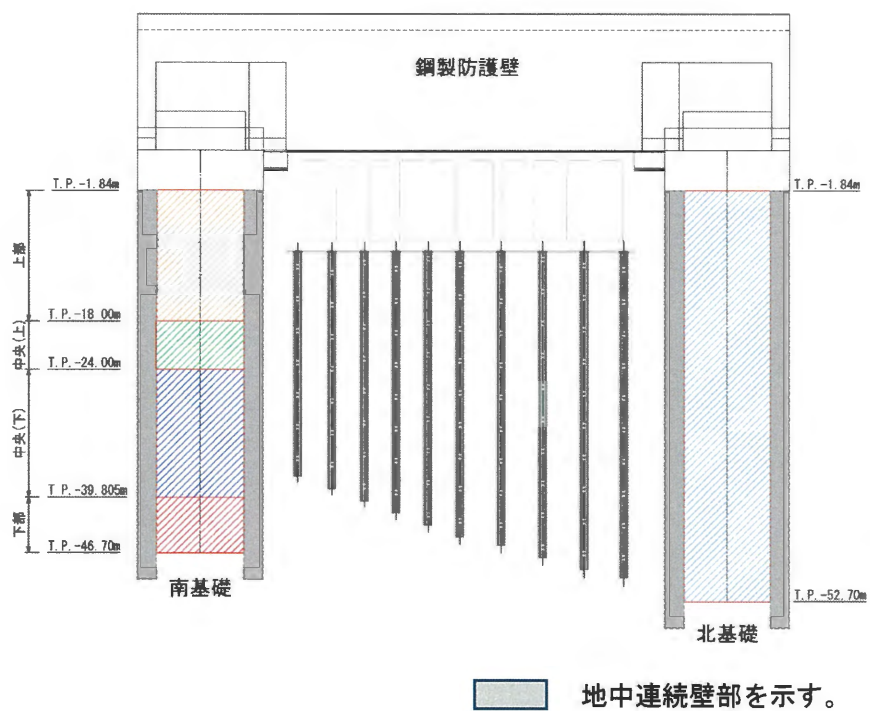


図 4.2-58 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）

表 4.2-20 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤パネ 3	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	4261831	-280895	18.0	32	0.57	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	420105					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	3084971	-179331	16.1	32	0.51	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-1281592					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3844633	-214680	18.6	32	0.59	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-1981075					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	4425783	-275222	21.0	32	0.66	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	2762667					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3009948	-268224	16.6	32	0.53	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	1955451					
地盤パネ 4	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	4481716	-358569	19.3	32	0.61	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	462074					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	3103686	-179281	18.8	32	0.59	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-1972301					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3949235	-215805	22.1	32	0.69	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-2948183					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	4813644	-287949	26.4	32	0.83	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	4219703					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3359267	-283773	21.4	32	0.67	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3045425					
地盤パネ 5	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	2392847	-293164	18.8	32	0.59	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	-712953					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	2925138	-173759	17.2	32	0.54	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-1707430					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3726573	-210222	20.5	32	0.65	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-2685197					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	4663035	-263492	25.7	32	0.81	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-4166099					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3275521	-288257	21.2	32	0.67	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3069688					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.2-58 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が他の荷重に対して顕著に大きいため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに発達する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の（参考 4）に示すように中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなり、コンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

表 4.2-21 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤パネ 3	北基礎		②-②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	4296189	-239281	342.9	478.5	0.72	—
			①-①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	393251					
	南基礎	上部	③-③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	3096588	-153554	292.6	478.5	0.62	—
			①-①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-1277027					
		中央 (上)	③-③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3854768	-183943	316.2	478.5	0.67	—
			①-①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-1981053					
		中央 (下)	③-③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	4425608	-224919	339.0	478.5	0.71	—
			①-①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-2786856					
		下部	③-③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3008589	-233882	260.9	478.5	0.55	—
			①-①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-1954735					
地盤パネ 4	北基礎		②-②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	4531341	-317944	344.0	478.5	0.72	○
			①-①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	429101					
	南基礎	上部	③-③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	3113683	-154631	338.9	478.5	0.71	○
			①-①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-1966657					
		中央 (上)	③-③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3958021	-186112	375.4	478.5	0.79	○
			①-①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-2946970					
		中央 (下)	③-③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	4815253	-230097	430.1	478.5	0.90	○
			①-①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-4232453					
		下部	③-③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3351564	-243842	344.5	478.5	0.73	○
			①-①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-3036301					
地盤パネ 5	北基礎		②-②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	4245901	-332650	316.3	478.5	0.67	—
			①-①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	463753					
	南基礎	上部	③-③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	2934330	-151108	307.7	478.5	0.65	—
			①-①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-1701573					
		中央 (上)	③-③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3734211	-182631	347.3	478.5	0.73	—
			①-①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-2683295					
		中央 (下)	③-③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	4668172	-229315	419.3	478.5	0.88	—
			①-①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-4169422					
		下部	③-③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	3274130	-248171	340.0	478.5	0.72	—
			①-①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-3058004					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.2-58 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が他の荷重に対して顕著に大きいため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに発達する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため、軸圧縮力が低減する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の（参考 4）に示すように中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から引張縁の隅角部鉄筋までの距離が遠くなり、鉄筋引張応力度は大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力（鉄筋引張応力度）の最大照査値が発生する。

北基礎

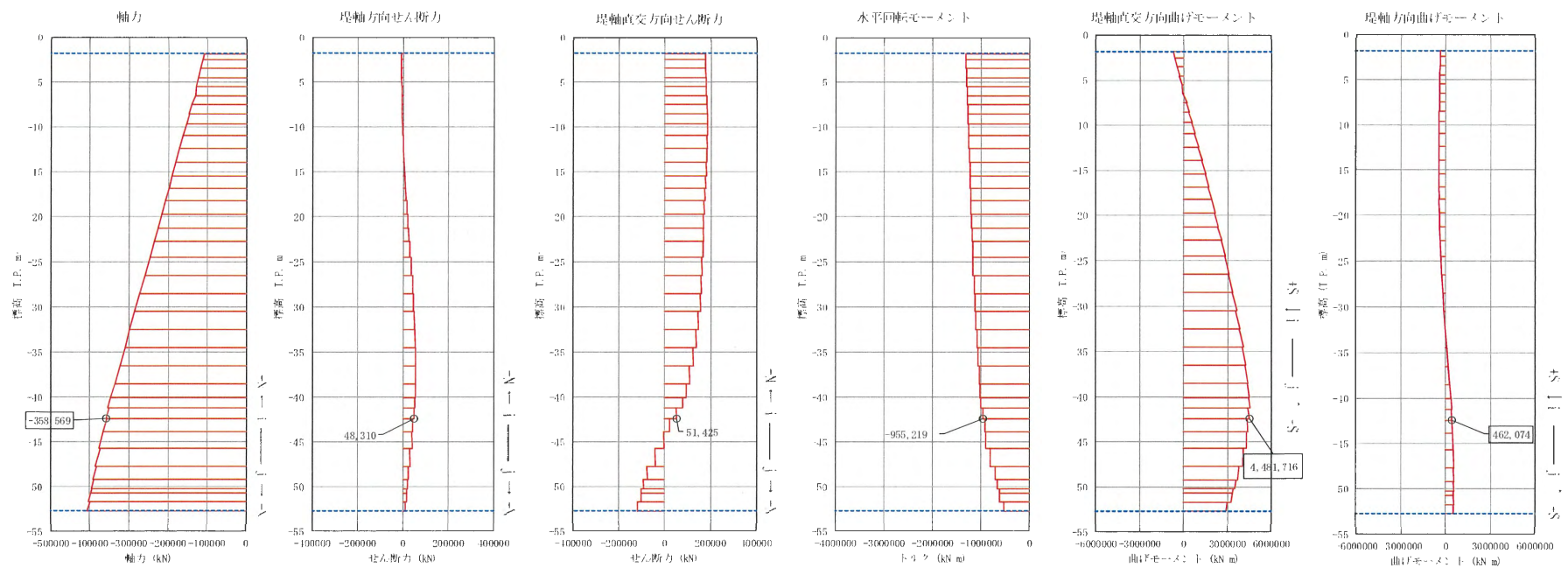


図 4.2-59 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面，②—②断面，（重疊時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ4）

南基礎

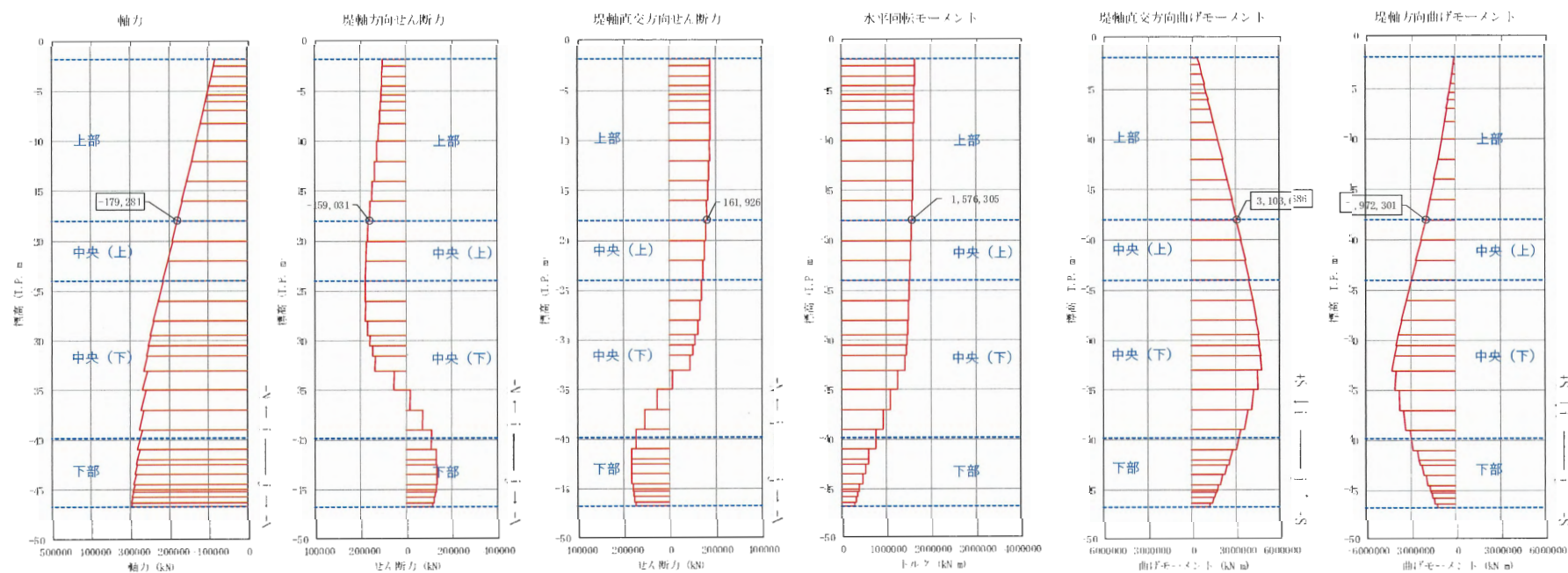


図 4.2-60 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ③—③断面, (重疊時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 上部, 地盤バネ4)

南基礎

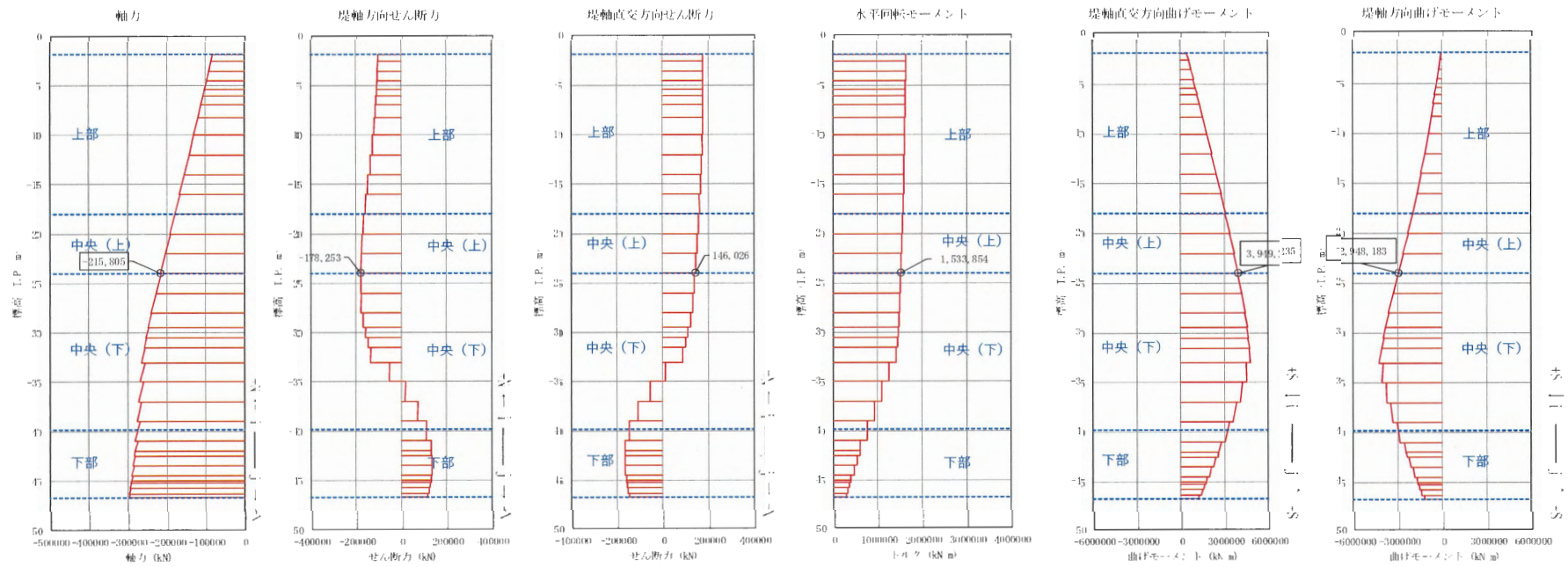


図 4.2-61 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ③—③断面, (重疊時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 中央(上), 地盤バネ4)

南基礎

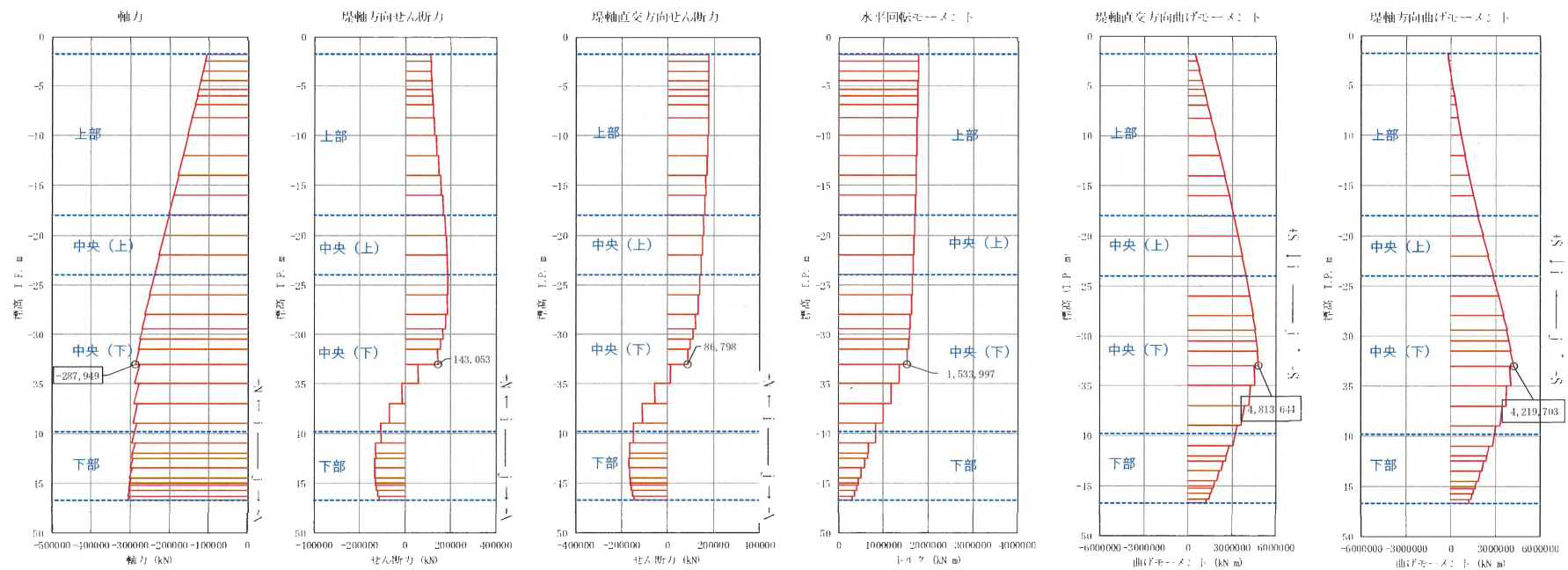


図 4.2-62 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (重畳時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 中央 (下), 地盤バネ 4)

南基礎

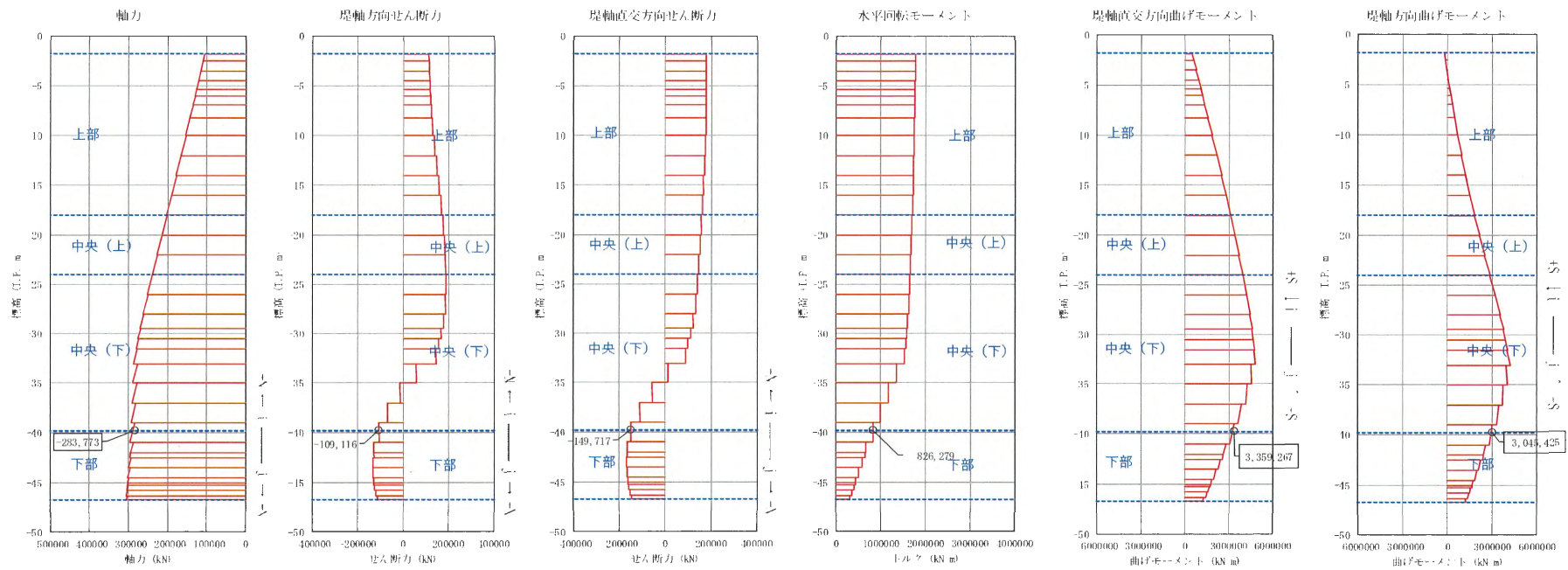


図 4.2-63 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①ー①断面, ③ー③断面, (重疊時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 下部, 地盤バネ4)

北基礎

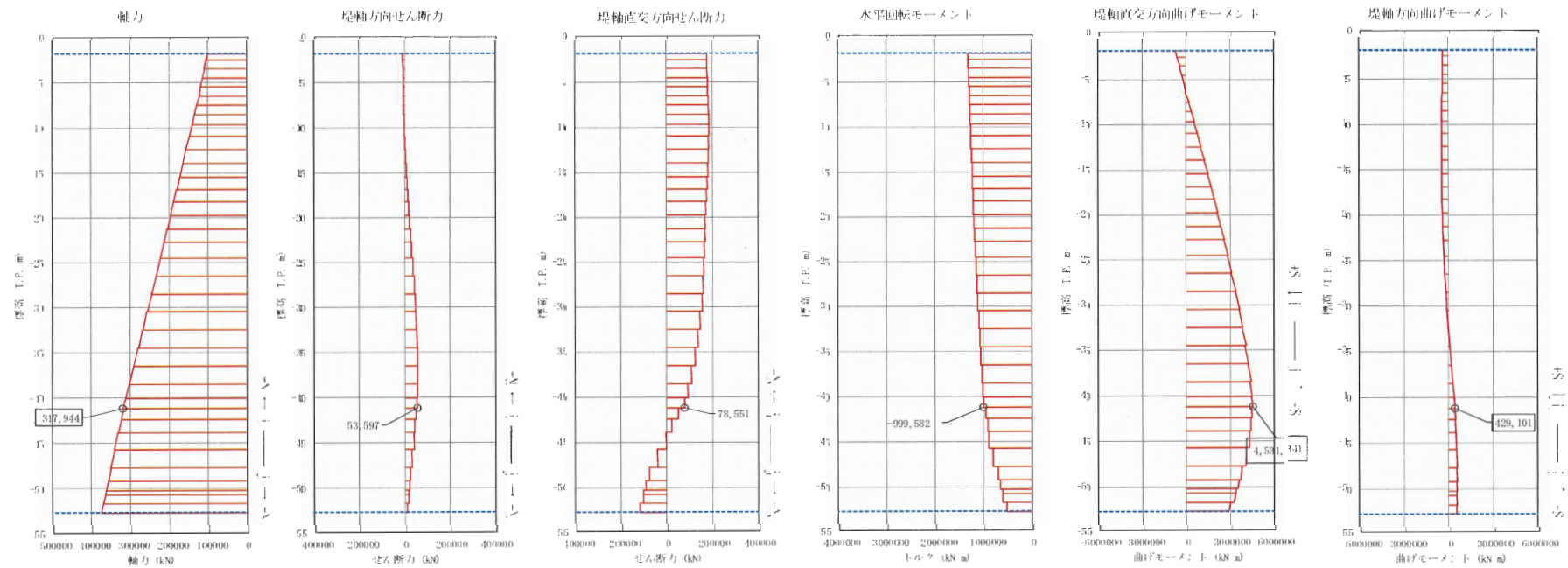
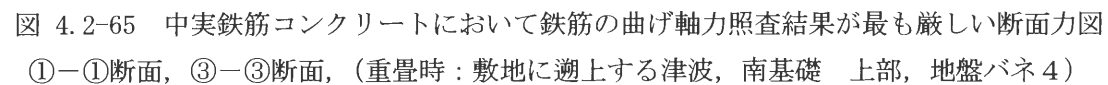


図 4.2-64 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ②-②断面, (重畳時: 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ4)



南基礎

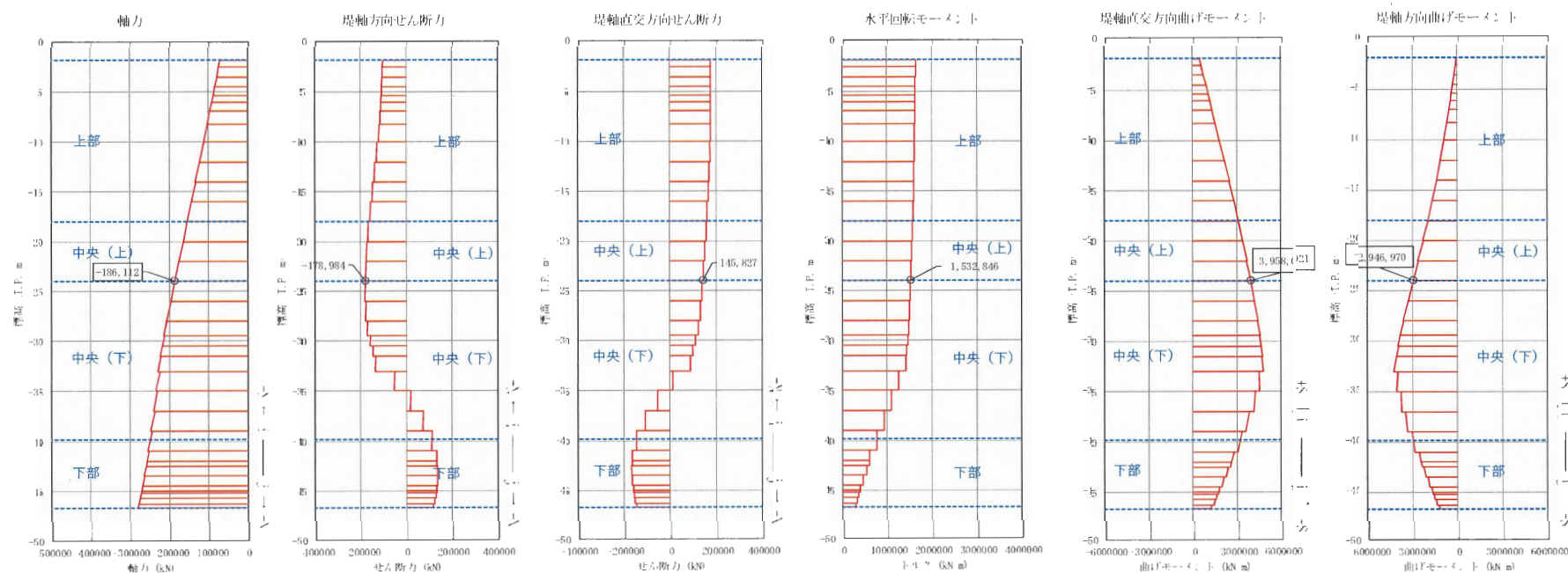


図 4.2-66 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (重畳時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 中央 (上), 地盤バネ4)

南基礎

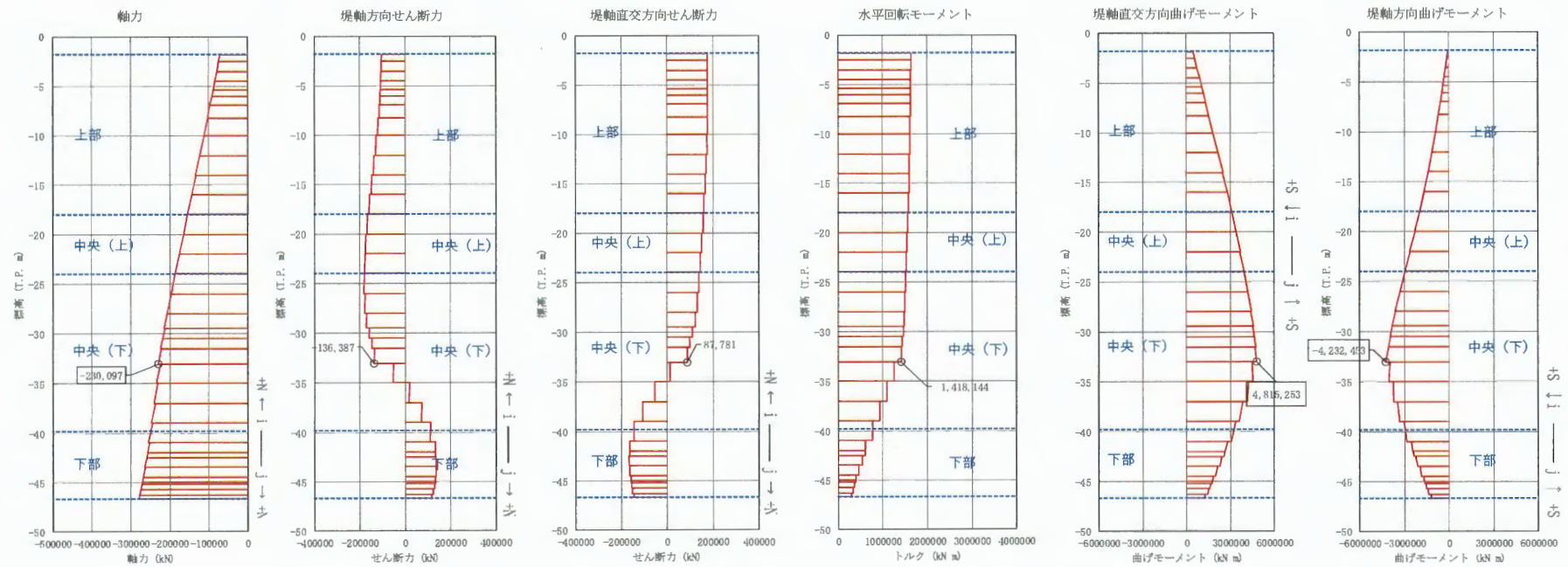


図 4.2-67 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (重畳時: 敷地に遡上する津波, 南基礎 中央(下), 地盤バネ4)

南基礎

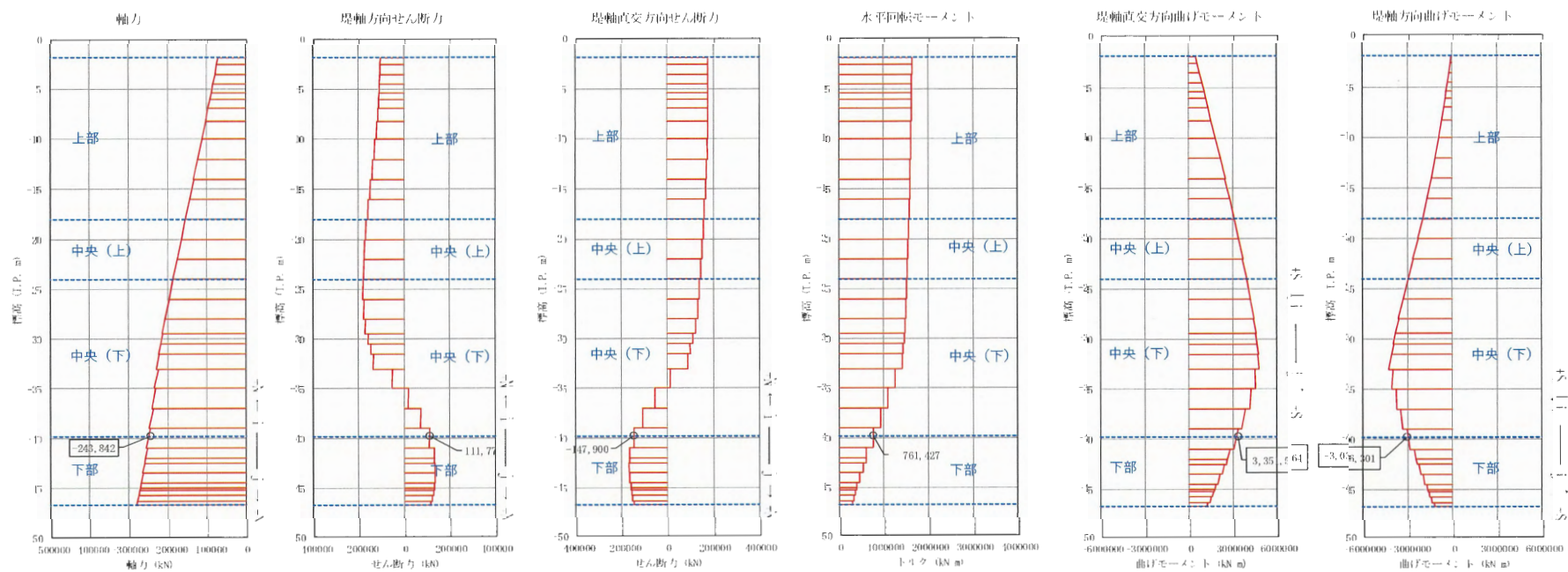


図 4.2-68 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
 ①-①断面，③-③断面，(重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎 下部，地盤バネ4)

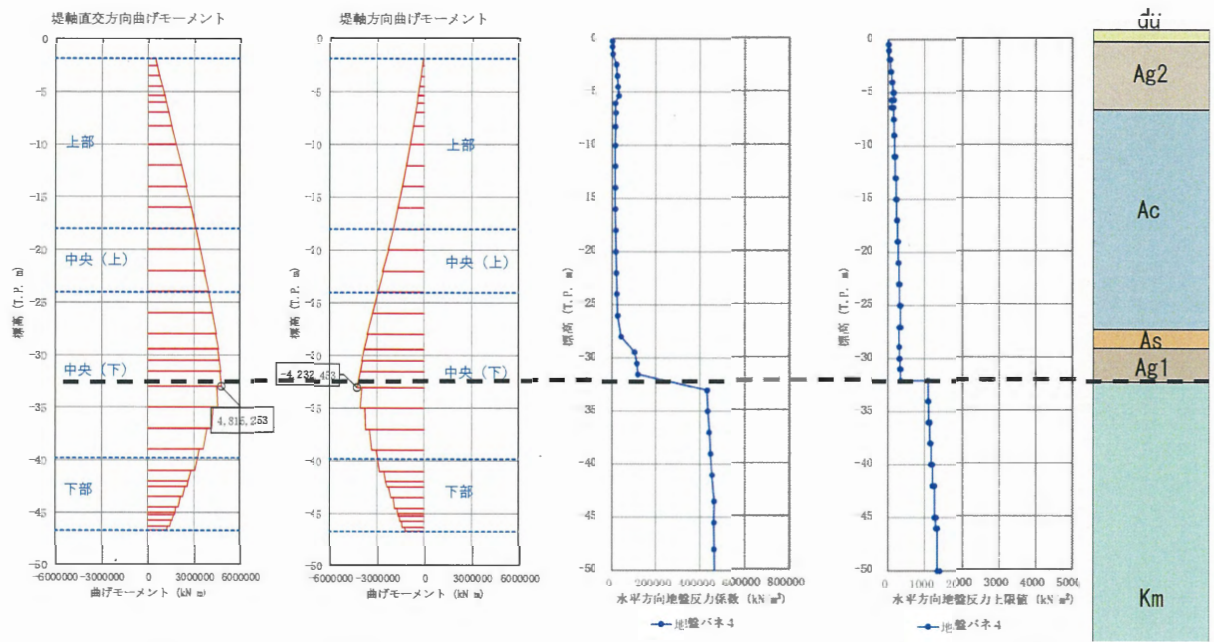


図 4.2-69 南基礎における曲げモーメント，地盤剛性（地盤反力係数）及び地盤強度（地盤反力上限値）の深度分布

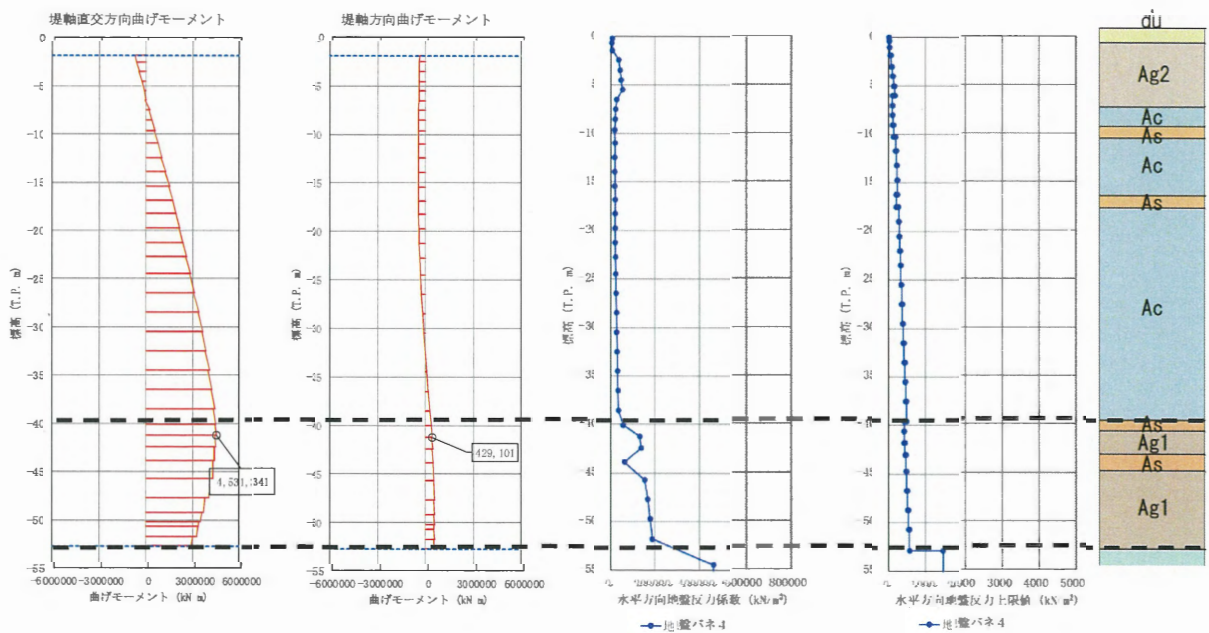


図 4.2-70 北基礎における曲げモーメント，地盤剛性（地盤反力係数）及び地盤強度（地盤反力上限値）の深度分布

(b) せん断力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力を抽出する。中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査は，鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（ V_{ca} ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ V_{sa} ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認する。

中実鉄筋コンクリートは，部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき，鉄筋仕様の異なる5種類の部材により構成する。部材の構成は，図4.2-71に示す。とおり北基礎が1種類，南基礎が4種類（上部，中央（上），中央（下）及び下部）である。したがって，中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する評価は，上記の5種類の部材に対して行う。

せん断力に対する照査結果を表4.2-22に示す。表4.2-22に示す照査結果では，5種類の部材に対して3種類の地盤バネ条件（地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5）のうち照査値が最大になるものに○印を付し，○印を付した照査値に対応する断面力分布を図4.2-72～図4.2-81に示す。

中実鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお，せん断力に対する最大照査値は0.97であり，地盤バネ4の南基礎下部の③-③断面の照査値である。これらの照査値は，表4.2-1～表4.2-4に示す評価結果総括表のとおり工認設計モデルの照査値（せん断力に対する最大照査値0.87）よりも大きく，地中連続壁部に発生する断面力を中実鉄筋コンクリートに負担させることで保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

なお，中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する最大照査値は，上記のとおり南基礎の方が大きく発生する。このような結果となるのは，図4.2-82に示すとおり南基礎周辺の地盤剛性（地盤反力係数）及び地盤強度（地盤反力上限値）が， K_m 層（岩盤）上面を境界に浅部と深部で著しく異なるためである。 K_m 層上面以深は地盤剛性，強度ともに大きいいため，地盤による拘束が強い。その一方で K_m 層上面以浅は地盤剛性，強度ともに小さいため，ほとんど地盤反力が得られない。この地盤条件の下で，重畳時の荷重が作用すると，中実鉄筋コンクリートでは K_m 層上面を境界として浅部及び深部に向かってせん断力が急激に増加し，せん断力に対する評価結果が厳しいものとなる。一方，北基礎においては，図4.2-83に示すとおり南基礎のような地盤剛性及び地盤強度の深度方向における急激な変化がないため，南基礎に比較してせん断力に対する評価結果は厳しくならない。

平面図



側面図

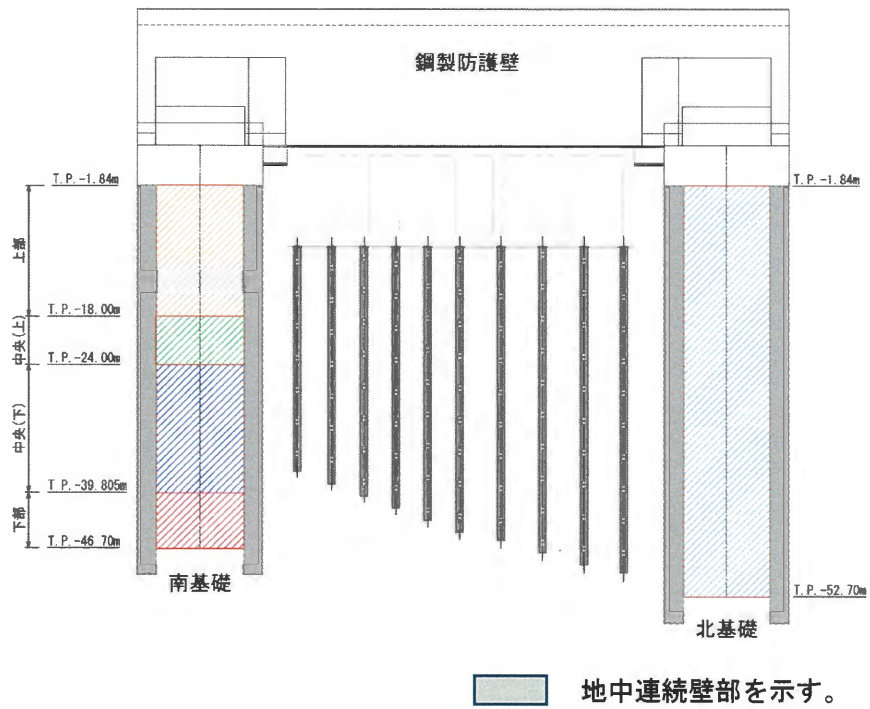


図 4.2-71 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）
（図 4.2-58 の再掲）

表 4.2-22 セン断力に対する照査（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)						
地盤パネ 3	北基礎		②-②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	197607	229529	0.87	○
			①-①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	85439	229529	0.38	—
	南基礎	上部	③-③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	213836	253101	0.85	—
			①-①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	126224	278357	0.46	—
		中央(上)	③-③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	211555	247591	0.86	—
			①-①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	138196	297004	0.47	—
		中央(下)	③-③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	191160	258434	0.74	—
			①-①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	136971	305331	0.45	—
		下部	③-③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	201353	222885	0.91	—
			①-①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	90458	222885	0.41	—
地盤パネ 4	北基礎		②-②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	186594	229529	0.82	—
			①-①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	150520	229529	0.66	—
	南基礎	上部	③-③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	220389	253101	0.88	○
			①-①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	167682	278357	0.61	○
		中央(上)	③-③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	222805	247591	0.90	○
			①-①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	186589	297004	0.63	—
		中央(下)	③-③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	219503	258434	0.85	○
			①-①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	137771	305331	0.62	—
		下部	③-③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	214281	222885	0.97	○
			①-①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	135945	222885	0.61	○
地盤パネ 5	北基礎		②-②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	185909	229529	0.81	—
			①-①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	159016	229529	0.70	○
	南基礎	上部	③-③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	213758	253101	0.85	—
			①-①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	162197	278357	0.59	—
		中央(上)	③-③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	215550	247591	0.88	—
			①-①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	193316	297004	0.66	○
		中央(下)	③-③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	216803	258434	0.84	—
			①-①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	199903	305331	0.66	○
		下部	③-③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	176282	222885	0.80	—
			①-①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	107330	222885	0.49	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D29-14 本@150 は、中実鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を同一水平面に 14 本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で本数のみが異なる。

評価位置は図 4.2-71 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向の組合せ係数が西向き 1.0 倍の場合に、堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位と津波荷重の合力が最大になるため、この荷重による堤軸直交方向のせん断力も最大になる。このため、中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査については、この組合せケースにおいて、堤軸直交方向のせん断力に対する照査値が最大になる。

北基礎

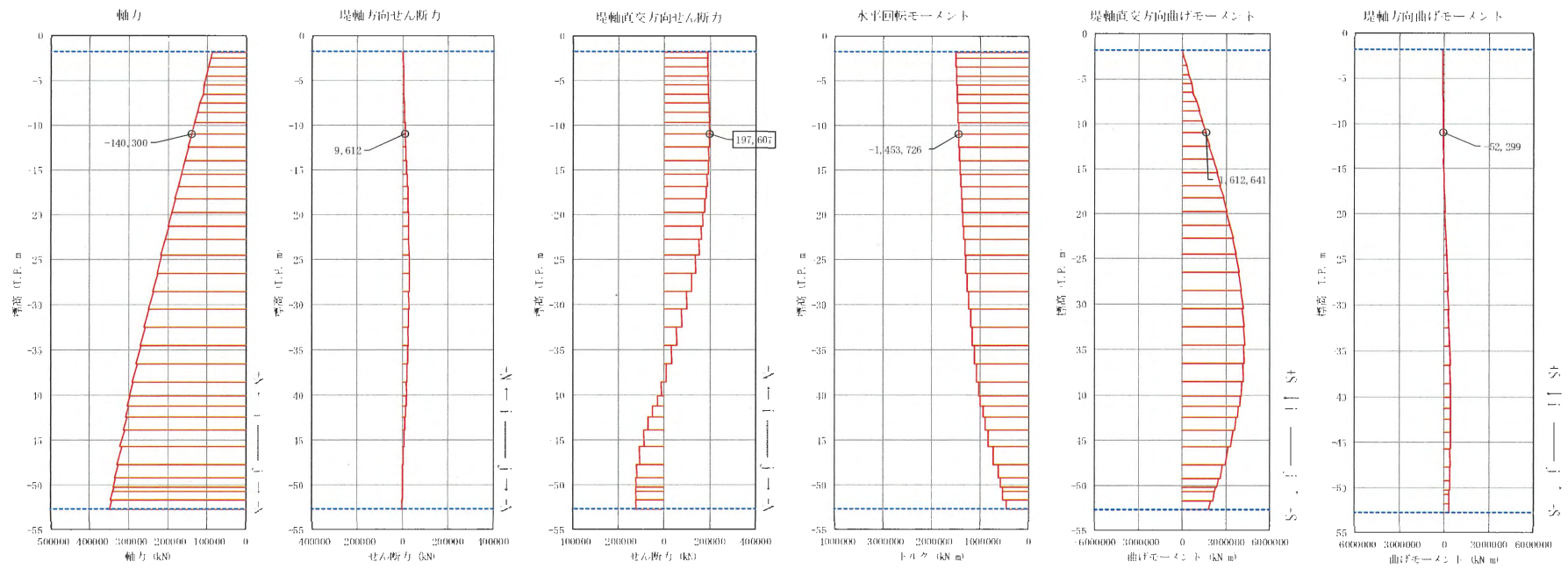


図 4.2-72 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面（重疊時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ3）

南基礎

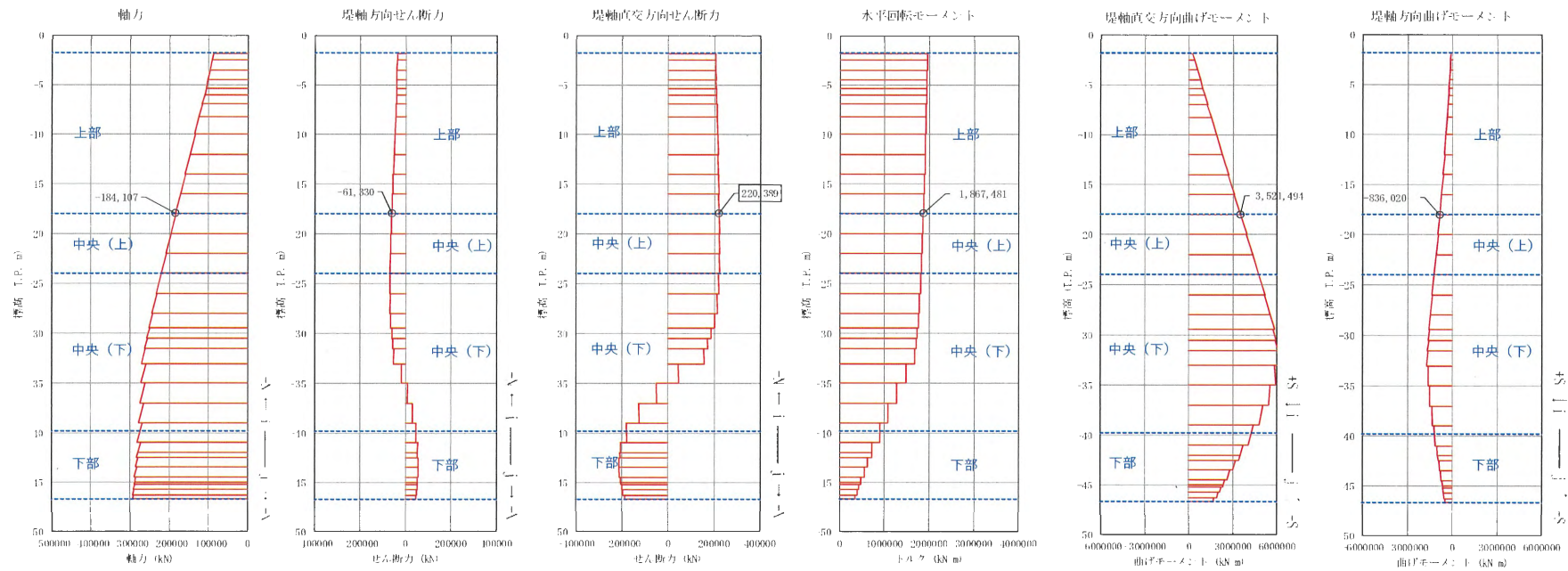


図 4.2-73 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③ー③断面（重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎 上部，地盤バネ4）

南基礎

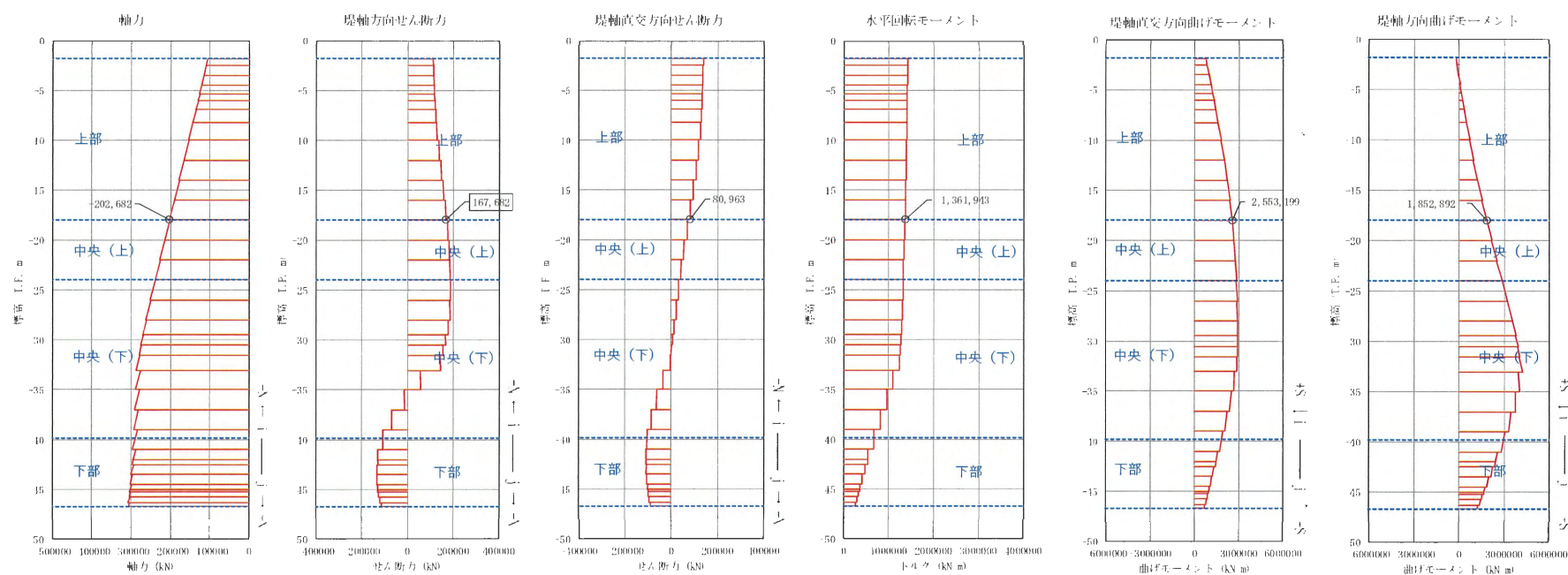


図 4.2-74 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①ー①断面（重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎 上部，地盤バネ4）

南基礎

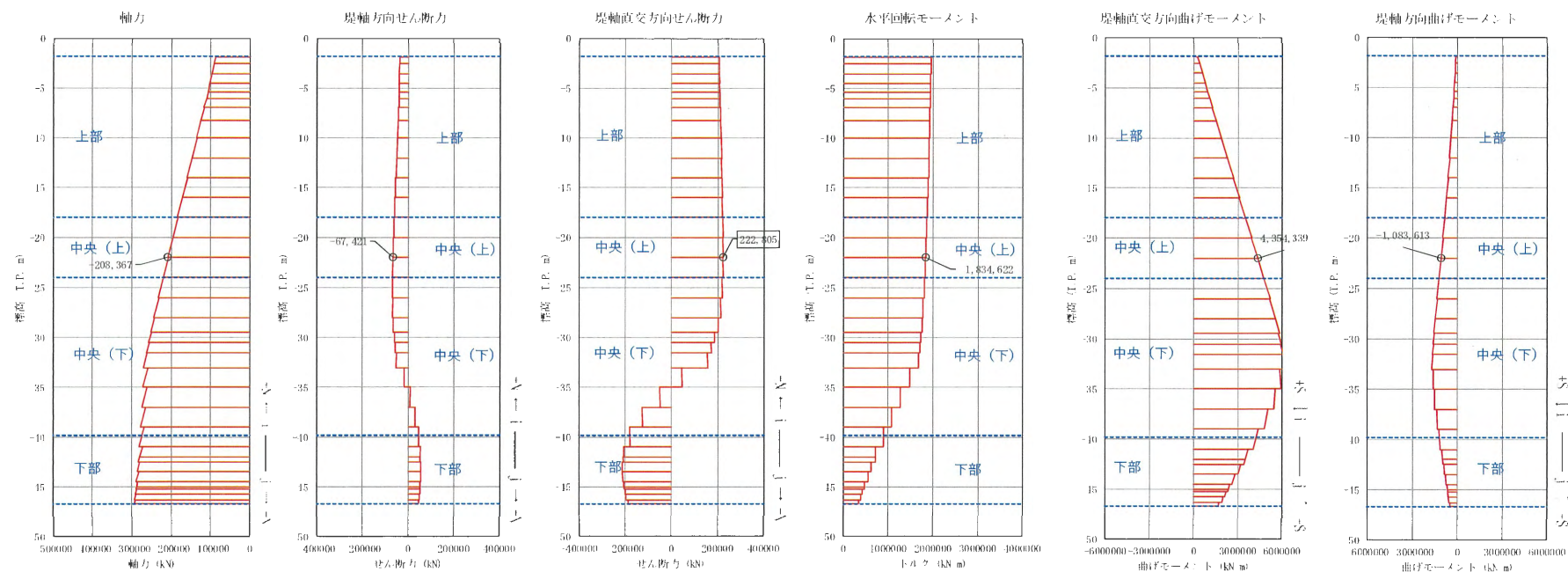


図 4.2-75 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央 (上)，地盤バネ 4)

南基礎

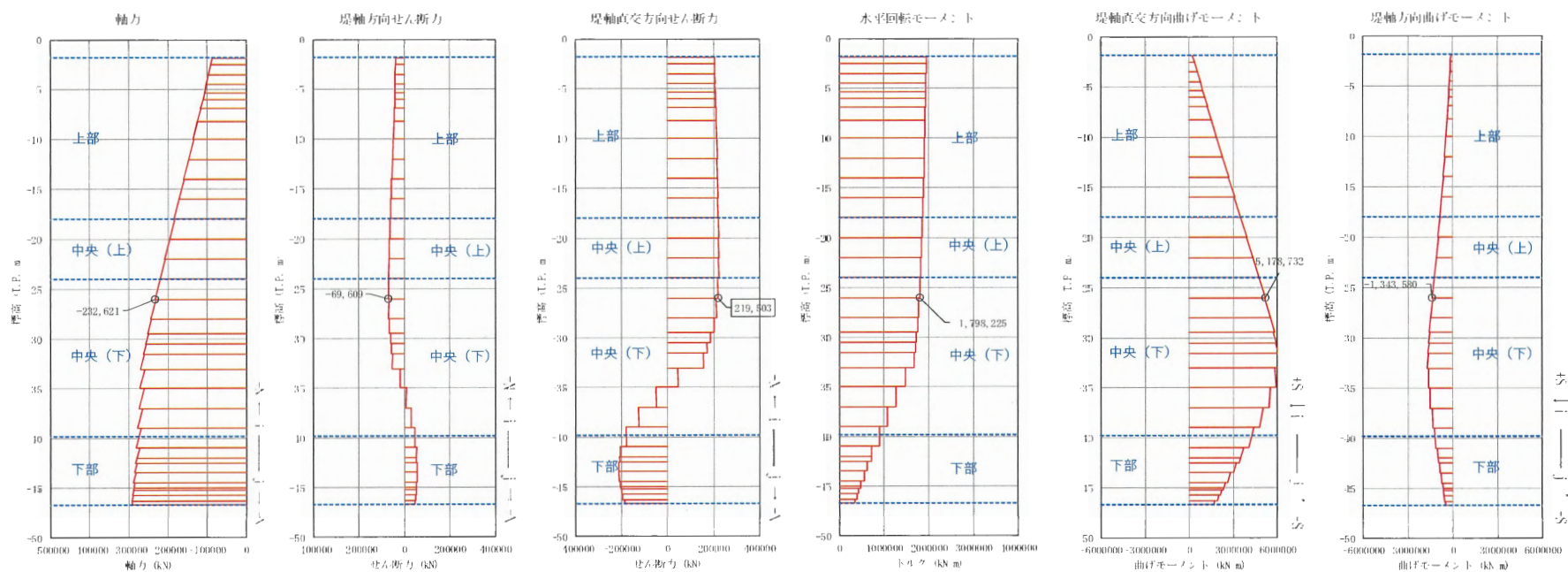


図 4.2-76 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③—③断面 (重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央 (下)，地盤バネ 4)

南基礎

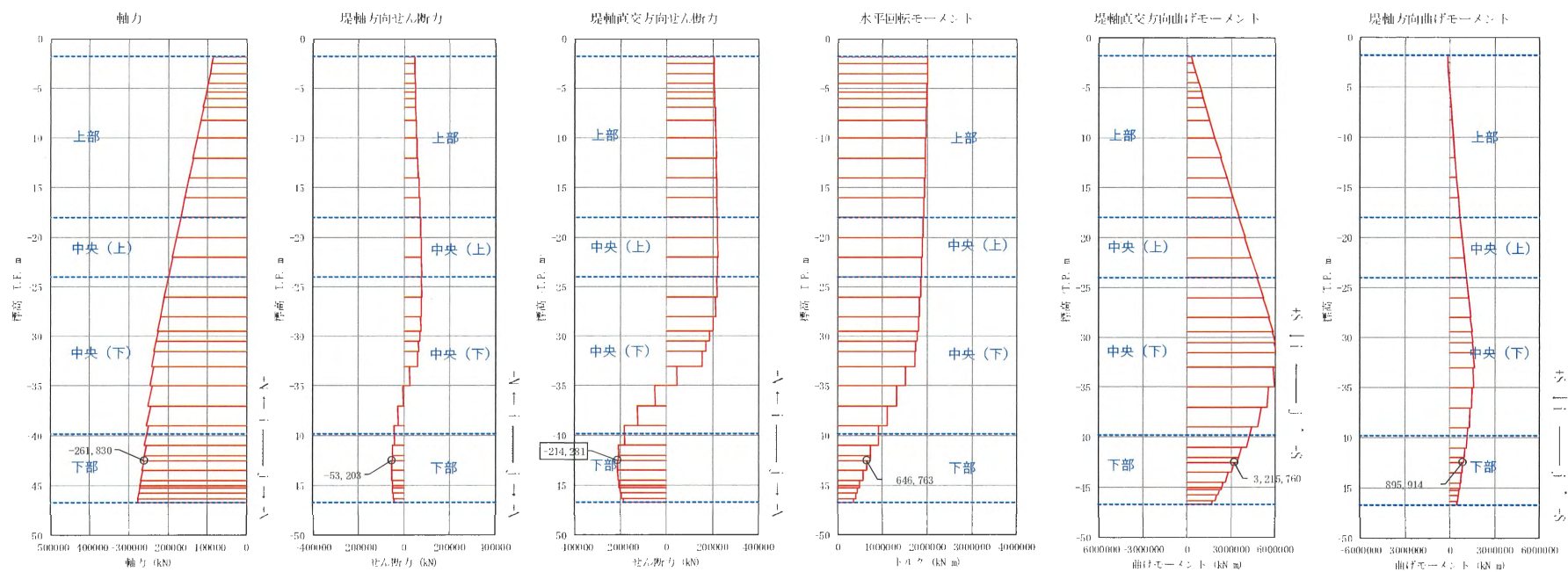


図 4.2-77 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③ー③断面 (重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎 下部，地盤バネ4)

南基礎

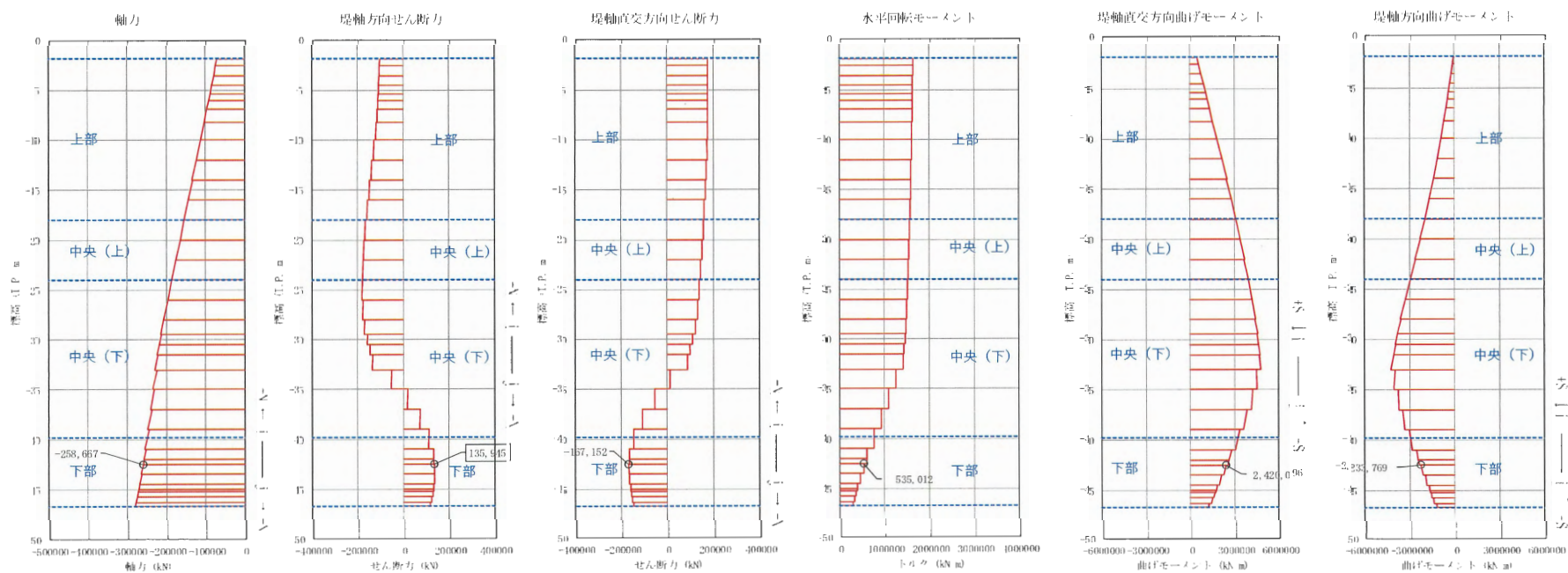


図 4.2-78 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重疊時：敷地に遡上する津波，南基礎 下部，地盤バネ 4)

北基礎

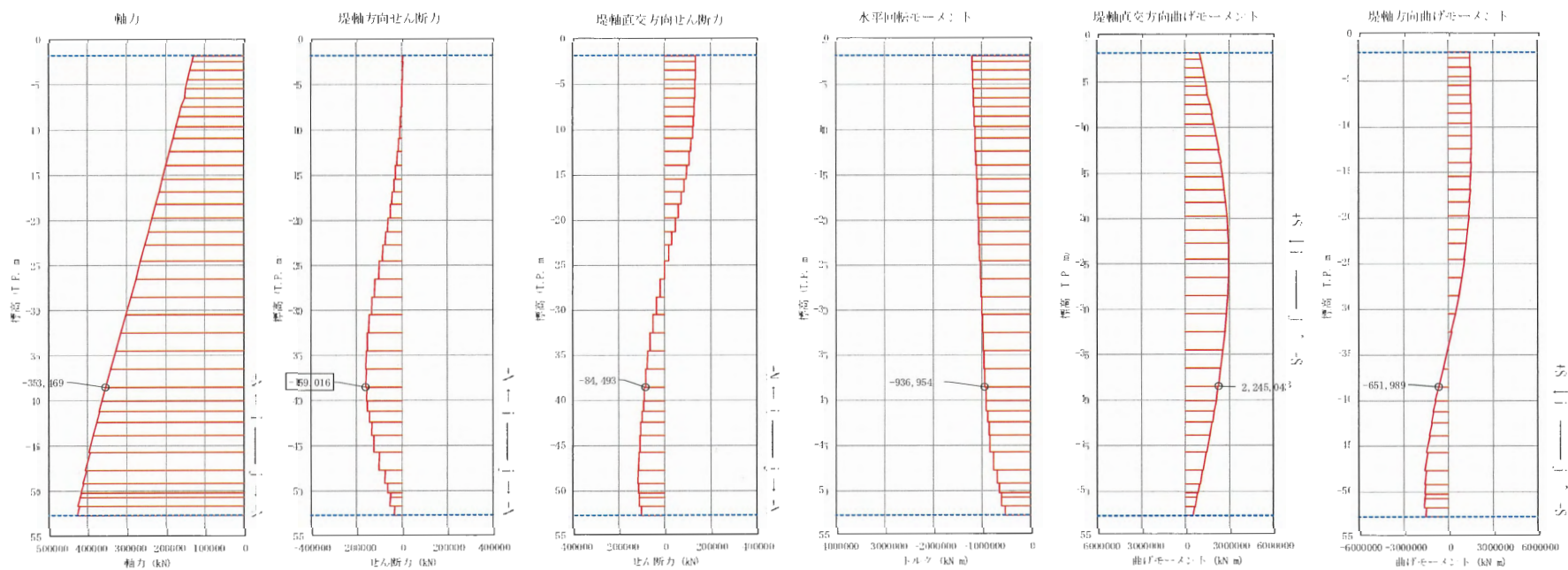


図 4.2-79 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重畳時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ5）

南基礎

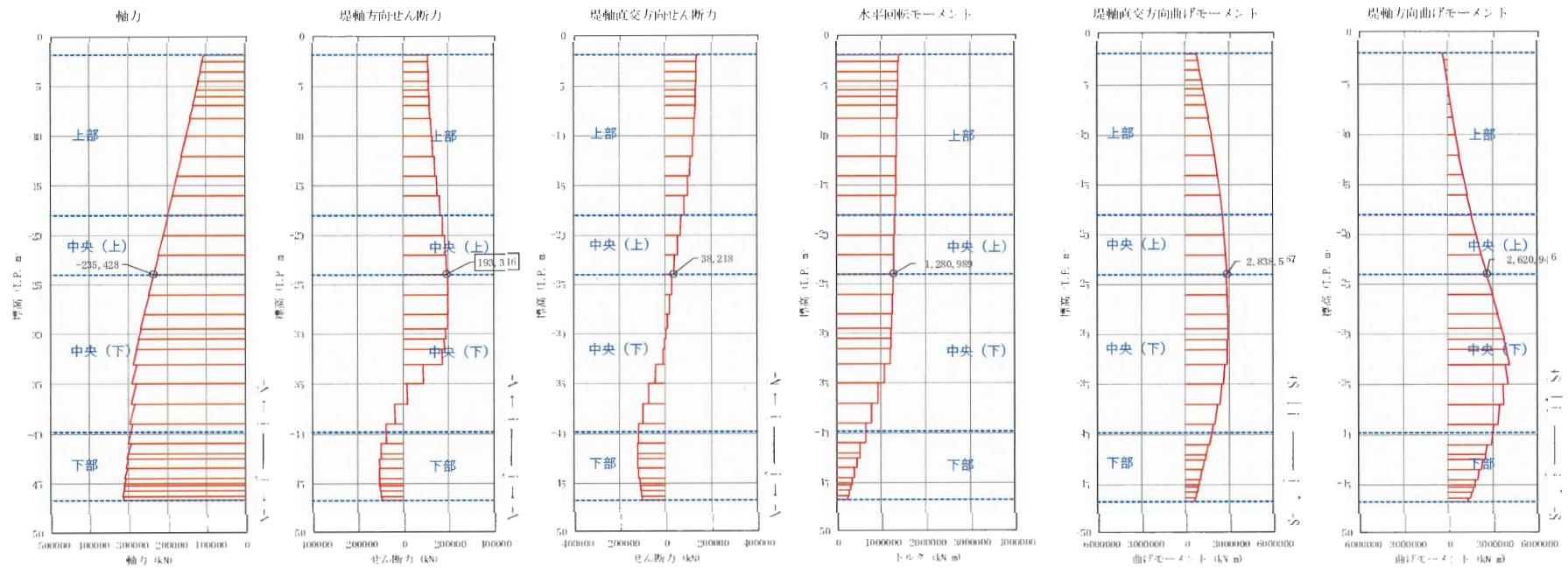


図 4.2-80 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重疊時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央（上），地盤バネ5）

南基礎

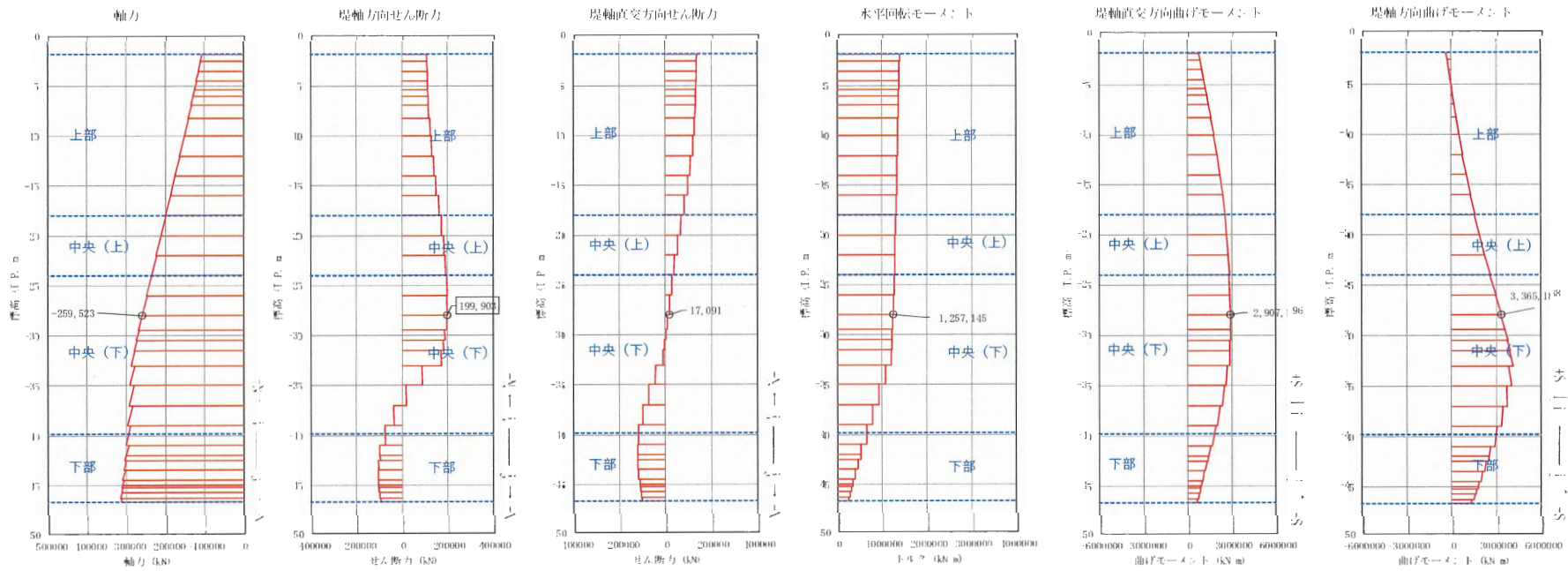


図 4.2-81 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面（重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎 中央（下），地盤バネ5）

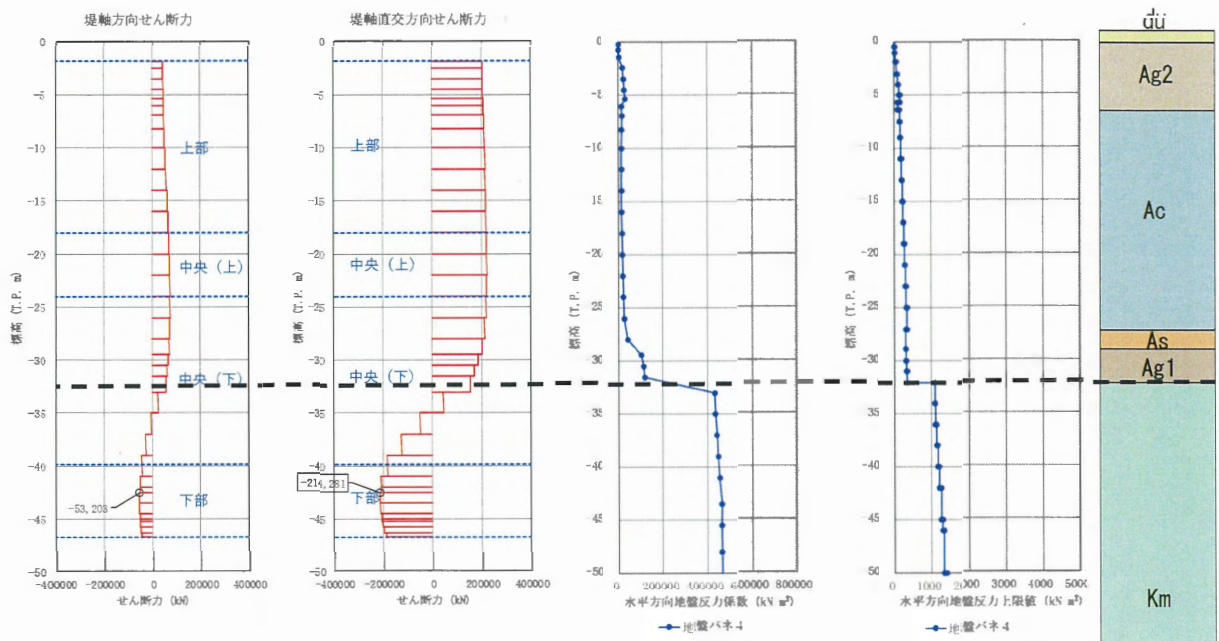


図 4.2-82 南基礎におけるせん断力，地盤剛性（地盤反力係数）及び地盤強度（地盤反力上限値）の深度分布

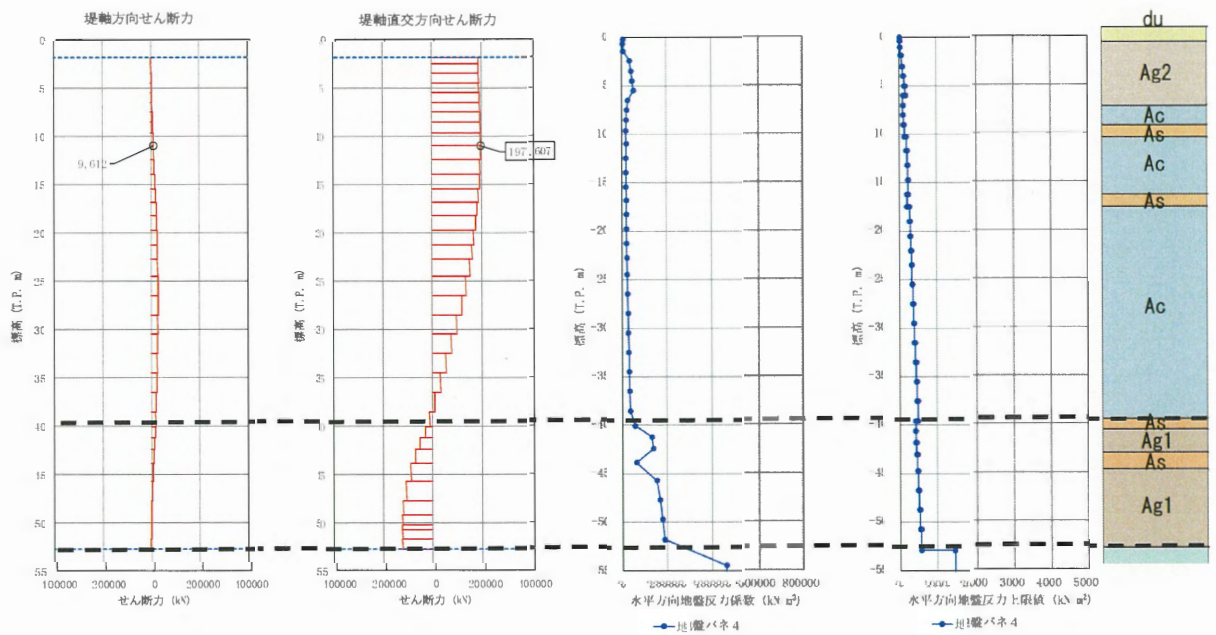


図 4.2-83 北基礎におけるせん断力，地盤剛性（地盤反力係数）及び地盤強度（地盤反力上限値）の深度分布

b. 鋼管杭

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力により鋼管杭に発生する応力度を算出する。鋼管杭の曲げ軸力に対する照査は、鋼管杭に発生する圧縮応力度及び引張応力度が許容限界以下であることを確認する。

曲げ軸力評価に対する評価は、図 4.2-84 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。最初のアルファベットは、Nが北基礎の鋼管杭であり、Sが南基礎の鋼管杭であることを示す。2番目のアルファベットは、Eが東側の鋼管杭であり、Wが西側の鋼管杭であることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。

鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-23 に示す。表 4.2-23 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-85 及び図 4.2-86 に示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、鋼管杭の圧縮応力度に対する最大照査値は0.56、引張応力度に対する最大照査値は0.66であり、ともに地盤バネ5の照査値である。発生位置は、圧縮応力度が北基礎のNW6鋼管杭であり、引張応力度が北基礎のNE1鋼管杭である。表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表から、引張応力度に対する最大照査値0.66は、工認設計モデルの最大照査値0.91よりも小さい。これは、残置する地中連続壁部を考慮することで、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が、工認設計モデルよりも軽減されたためである。したがって、鋼管杭の曲げ軸力に対する照査は、工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても鋼管杭の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

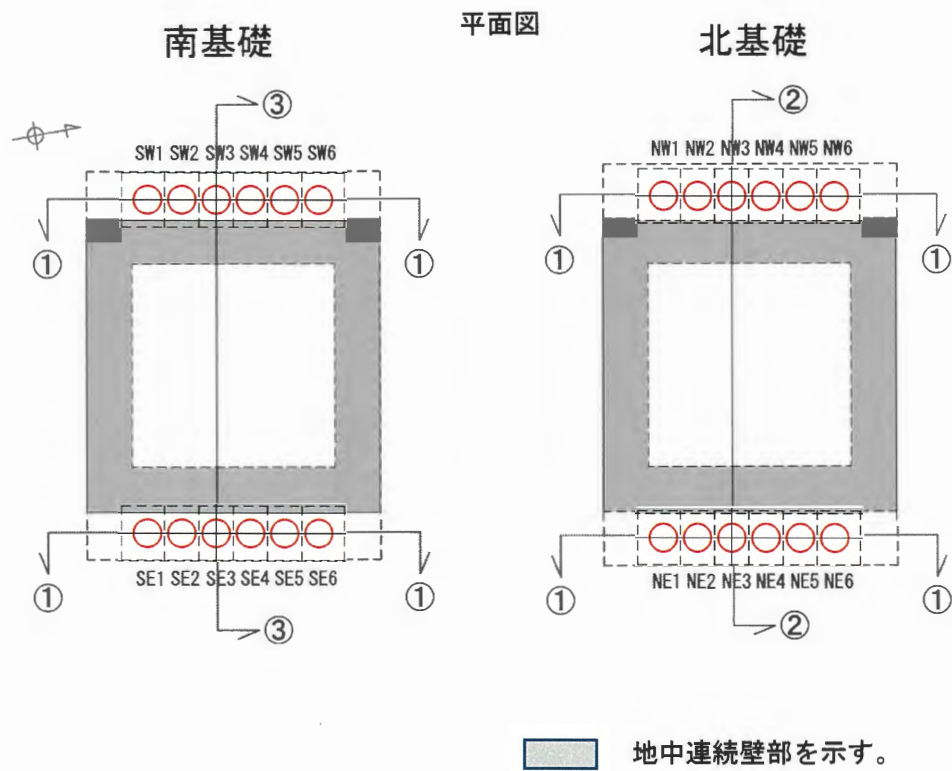


図 4.2-84 評価位置図（鋼管杭）

表 4.2-23 曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 (kN)	σ_s (N/mm^2)	σ_{sa} (N/mm^2)	σ_s / σ_{sa}	
地盤 パネ 3	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-4896	-26122	189.2	500	0.38	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	2767					
		引張 応力度	NE1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-2284	19160	184.4	500	0.37	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-7349					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-3884	-24697	171.2	500	0.35	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-2715					
		引張 応力度	SE6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-2276	19577	192.4	500	0.39	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	7860					
地盤 パネ 4	北基礎	圧縮 応力度	NW6	②-②断面	SBHS500	1500	50	-3089	-15710	267.7	500	0.54	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	15084					
		引張 応力度	NE1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-2624	24427	304.0	500	0.61	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-14943					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-3632	-26213	196.0	500	0.40	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-4942					
		引張 応力度	SE6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-2338	23030	232.6	500	0.47	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	9836					
地盤 パネ 5	北基礎	圧縮 応力度	NW6	②-②断面	SBHS500	1500	50	-2478	-15010	275.3	500	0.56	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	15042					
		引張 応力度	NE1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-3163	26732	327.6	500	0.66	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-15903					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-3450	-28208	220.0	500	0.44	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-6427					
		引張 応力度	SE6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-2815	25215	257.5	500	0.52	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	10952					

注記 評価位置は図 4.2-84 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。東側の鋼管杭は中実鉄筋コンクリートの背面側になるため、津波荷重等の堤軸直交方向の荷重が作用しても地盤反力が小さく、堤軸直交方向の曲げモーメントが小さくなる。堤軸方向の組合せ係数は北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になり、堤軸方向の曲げモーメントが大きくなる。さらに、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため軸引張力が増加する。以上のことから、この組合せケースにおいて鋼管杭の引張応力度の最大照査値が発生する。

北基礎

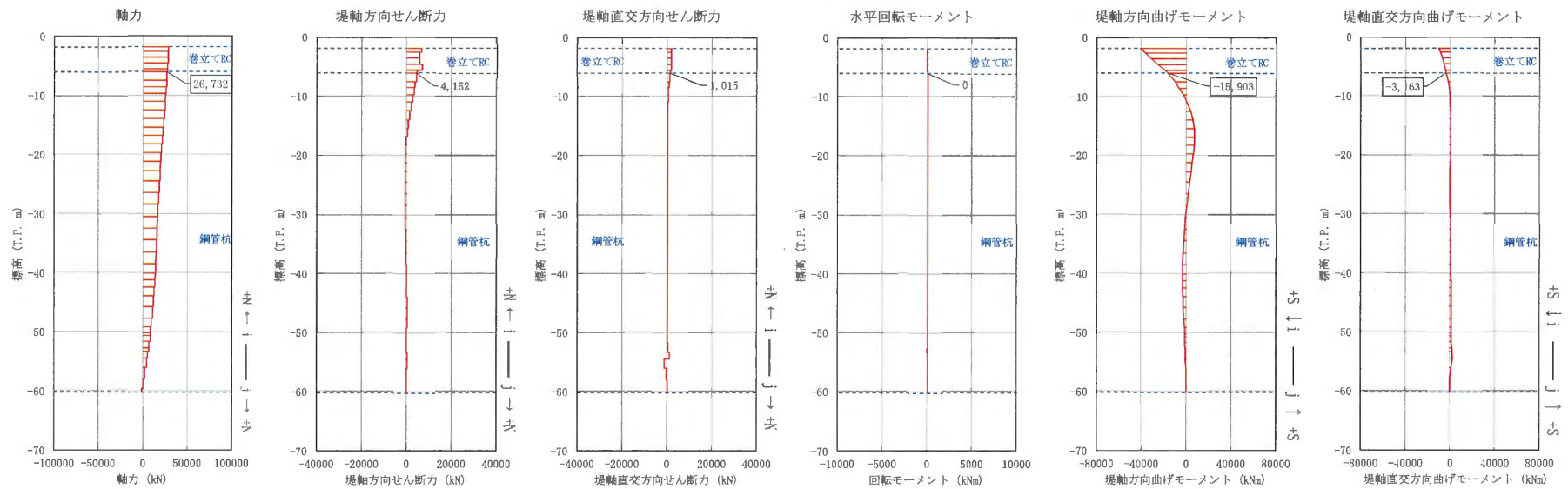
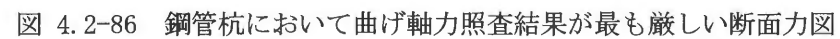


図 4.2-85 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①－①断面，②－②断面，（重畳時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ 5）



354

(b) せん断力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力により鋼管杭に発生する応力度を算出する。鋼管杭のせん断力に対する照査は，鋼管杭の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

せん断力に対する評価は，図 4.2-87 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は，曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

せん断力に対する照査結果を表 4.2-24 に示す。表 4.2-24 に示す照査結果では，北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し，○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-88～図 4.2-91 に示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお，鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は 0.15 であり，地盤バネ 4 の南基礎の S E 1 鋼管杭の③-③断面の照査値である。表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表から，最大照査値 0.15 は，工認設計モデルの最大照査値 0.16 よりも小さい。これは，残置する地中連続壁部を考慮することで，地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり，巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が，工認設計モデルよりも軽減されるためである。したがって，鋼管杭のせん断力に対する照査は，工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

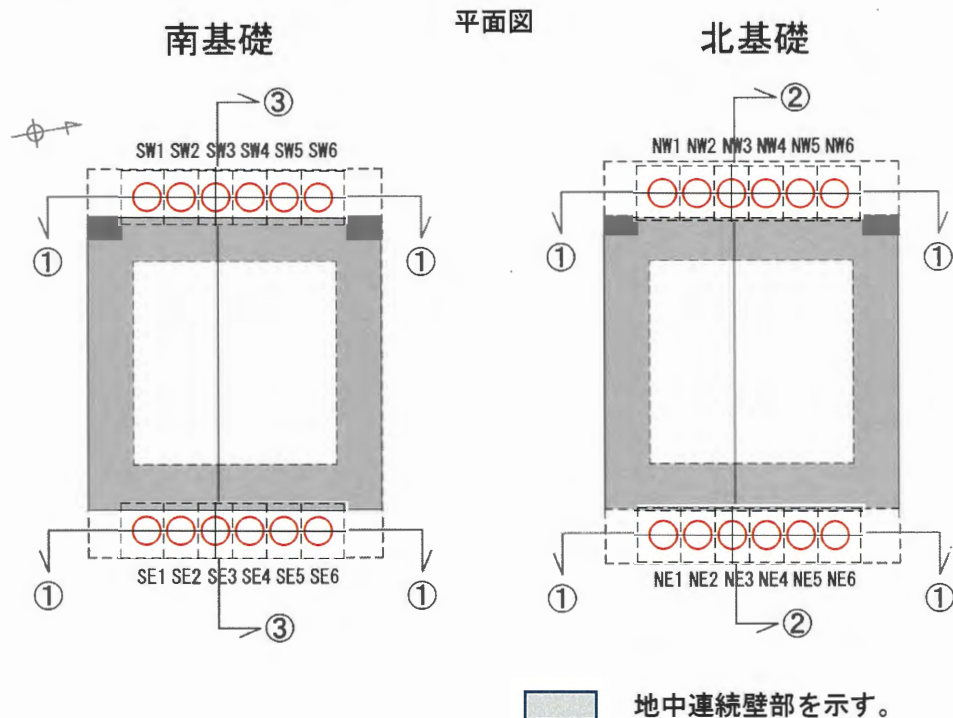


図 4.2-87 評価位置図（鋼管杭）
（図 4.2-84 の再掲）

表 4.2-24 セン断力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力 せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)					
地盤 パネ 3	北基礎	NE6	堤軸直交 方向	②-②断面	SBHS500	1500	50	2998	26.9	285	0.10	—
		NW6	堤軸 方向	①-①断面	SBHS500	1500	50	2817	25.3	285	0.09	—
	南基礎	SE2	堤軸直交 方向	③-③断面	SBHS500	1500	50	4075	36.5	285	0.13	—
		SE6	堤軸 方向	①-①断面	SBHS500	1500	50	3267	29.3	285	0.11	—
地盤 パネ 4	北基礎	NE6	堤軸直交 方向	②-②断面	SBHS500	1500	50	3292	29.5	285	0.11	○
		NW6	堤軸 方向	①-①断面	SBHS500	1500	50	3996	35.8	285	0.13	—
	南基礎	SE1	堤軸直交 方向	③-③断面	SBHS500	1500	50	4481	40.2	285	0.15	○
		SE6	堤軸 方向	①-①断面	SBHS500	1500	50	3626	32.5	285	0.12	—
地盤 パネ 5	北基礎	NE6	堤軸直交 方向	②-②断面	SBHS500	1500	50	3104	27.8	285	0.10	—
		NW6	堤軸 方向	①-①断面	SBHS500	1500	50	4173	37.4	285	0.14	○
	南基礎	SE1	堤軸直交 方向	③-③断面	SBHS500	1500	50	3797	34.0	285	0.12	—
		SE6	堤軸 方向	①-①断面	SBHS500	1500	50	3942	35.3	285	0.13	○

注記 評価位置は図 4.2-87 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向の組合せ係数が西向き 1.0 倍の場合に、堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位と津波荷重の合力が最大になるため、この荷重による堤軸直交方向のせん断力も最大になる。このため、中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査については、この組合せケースにおいて、堤軸直交方向のせん断力に対する照査値が最大になる。

北基礎

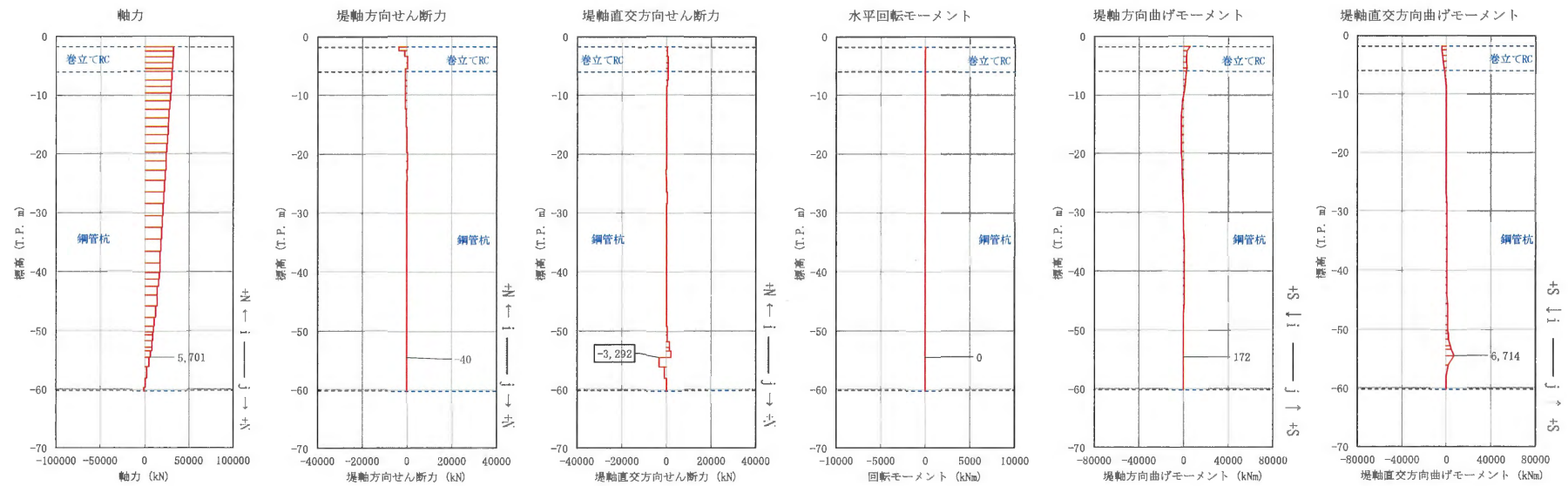


図 4.2-88 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面（重疊時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ4）

南基礎

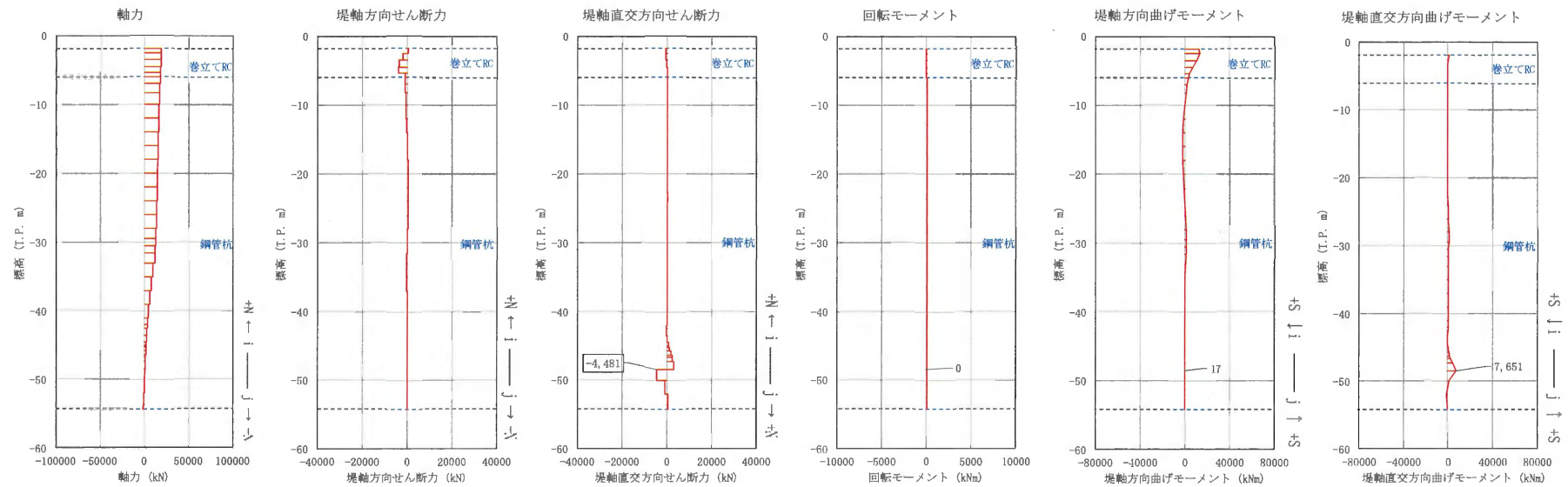


図 4.2-89 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③—③断面（重疊時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ4）

北基礎

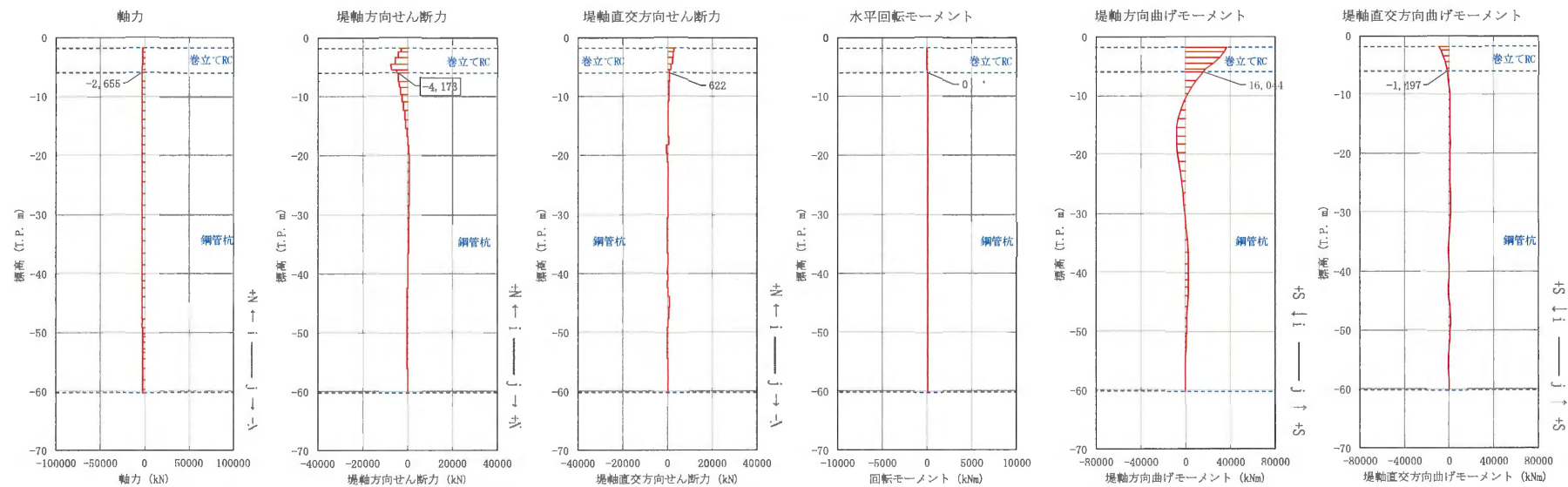


図 4.2-90 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重疊時：敷地に遡上する津波、北基礎、地盤バネ5）

南基礎

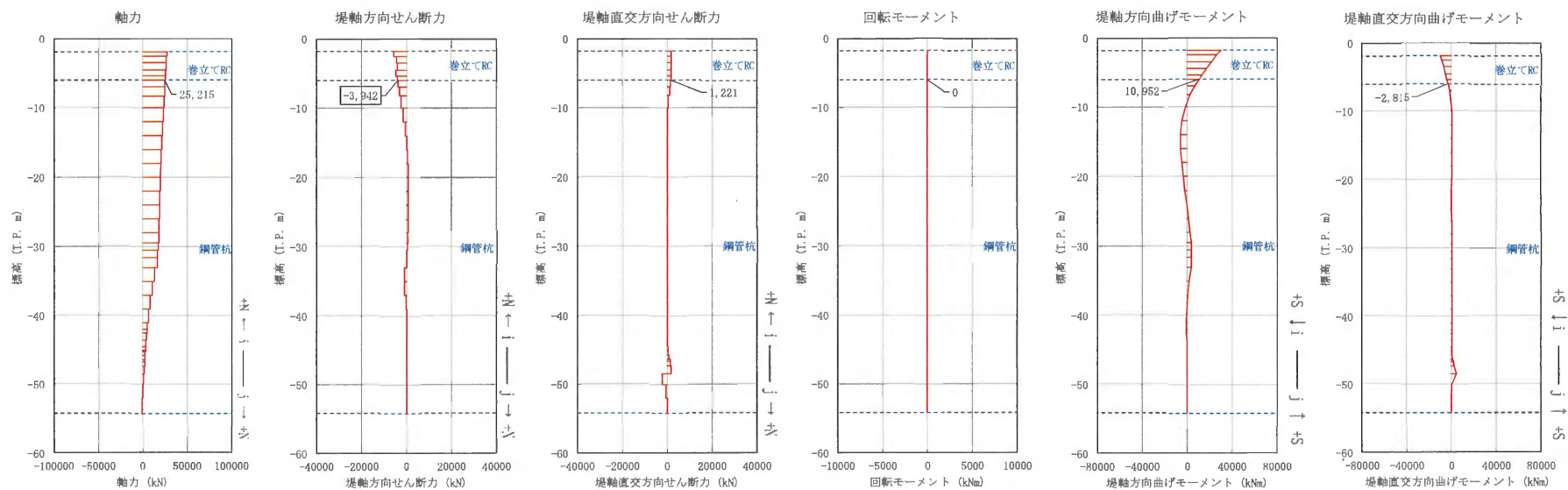


図 4.2-91 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ5)

c. 巻立て鉄筋コンクリート

(a) 巻立て鉄筋コンクリート

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する照査は，鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生応力度を算出し，コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が，それぞれ許容限界以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-92 に，巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置を図 4.2-93 に示す。

曲げ軸力評価に対する評価は，図 4.2-92 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は，鋼管杭と同様に以下のルールに従う。最初のアλファベットは，Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリートであり，Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。2番目のアλファベットは，Eが東側の巻立て鉄筋コンクリートであり，Wが西側の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。末尾の数字は，南端の巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し，北端の巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また，末尾の番号が1及び6を端部杭，2～5を中間杭として照査結果を区別する。端部杭と中間杭として区別したのは，部材幅が異なるためである。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-25 に，鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-26 にそれぞれ示す。表 4.2-25 及び表 4.2-26 に示す照査結果では，北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し，○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-94 及び図 4.2-95 に示す。

鉄筋コンクリートに分担される発生応力度に対して許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお，コンクリートの曲げ軸力に対する照査の最大照査値は0.57，鉄筋の曲げ軸力に対する照査の最大照査値は0.51であり，ともに地盤バネ5の北基礎の端部杭NW1の照査値である。表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表から，これらの照査値は，工認設計モデルの照査値（コンクリートの曲げ軸力に対する照査の最大照査値0.80，鉄筋の曲げ軸力に対する照査の最大照査値0.63）よりも小さい。これは，残置する地中連続壁部を考慮することで，地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり，巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が，工認設計モデルよりも軽減されるためである。したがって，巻立て鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する照査は，工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

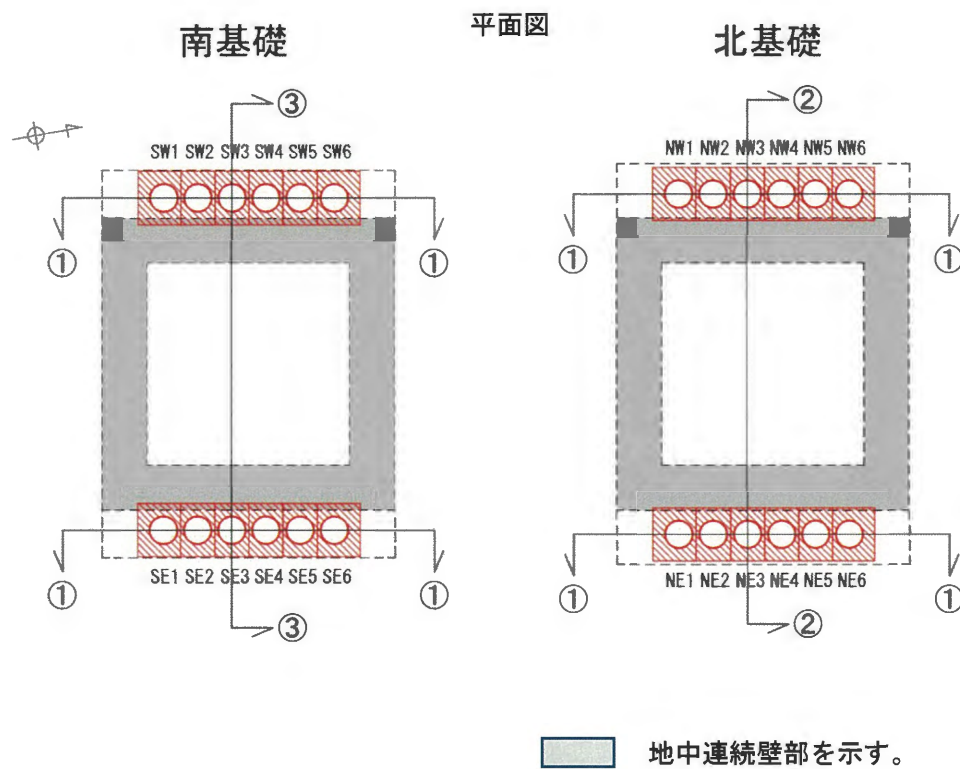


図 4.2-92 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート）

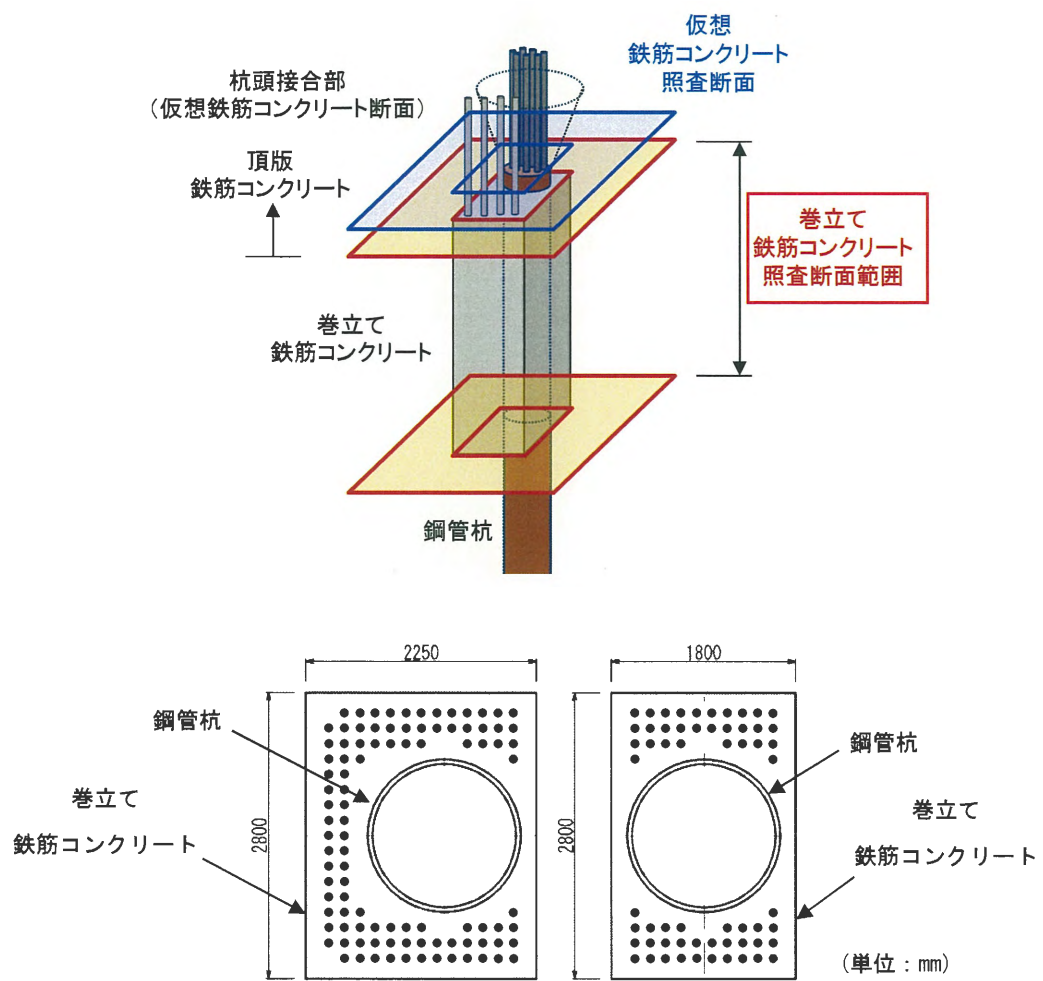


図 4.2-93 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置

表 4.2-25 コンクリートの曲げ軸力照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-17229	-23984	12.4	32	0.39	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	23074					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-13886	-20614	11.1	32	0.35	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	11834					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-13348	-23894	12.0	32	0.38	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-23416					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-12595	-18432	10.7	32	0.34	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-11414					
地盤 パネ 4	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-18442	-25930	17.3	32	0.54	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	37840					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-14751	-21959	15.3	32	0.48	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	19924					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-13637	-26839	13.4	32	0.42	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-27278					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-12932	-19226	11.7	32	0.37	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-13182					
地盤 パネ 5	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-17691	-27386	18.1	32	0.57	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	40908					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-14135	-22814	15.9	32	0.50	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	21511					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-13447	-29404	14.7	32	0.46	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-31193					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-12718	-20345	12.7	32	0.40	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-15166					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.2-92 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が他の荷重に対して顕著に大きいため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに発達する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中実鉄筋コンクリートの場合と同様に中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなり、コンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

表 4.2-26 鉄筋の曲げ軸力照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤バネ のケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤バネ 3	北基礎	端部杭	NE1	②-②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-6419	20733	200.7	660	0.31	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-21754					
		中間杭	NE2	②-②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-5657	17784	163.6	660	0.25	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-11252					
	南基礎	端部杭	SE6	③-③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-6510	21011	210.5	660	0.32	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	22455					
		中間杭	SE5	③-③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-5608	17747	166.7	660	0.26	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	11589					
地盤バネ 4	北基礎	端部杭	NE1	②-②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-8170	26262	303.7	660	0.47	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-36872					
		中間杭	NE2	②-②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-7327	22632	242.7	660	0.37	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-19377					
	南基礎	端部杭	SE6	③-③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-6686	24626	244.4	660	0.38	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	26510					
		中間杭	SE5	③-③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-5714	20212	188.8	660	0.29	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	13557					
地盤バネ 5	北基礎	端部杭	NE1	②-②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-9782	28608	333.4	660	0.51	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-40094					
		中間杭	NE2	②-②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-8673	24374	266.2	660	0.41	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-21014					
	南基礎	端部杭	SE6	③-③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-9873	27008	283.9	660	0.44	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	30338					
		中間杭	SE5	③-③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-8281	21817	221.0	660	0.34	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	15534					

注記 鉄筋仕様に示す D51 ϕ 150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.2-92 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が他の荷重に対して顕著に大きいため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに発達する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため、軸引張力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中実鉄筋コンクリートの場合と同様に中立軸が傾く。中立軸が傾くと、中立軸から引張縁の隅角部鉄筋までの距離が遠くなり、鉄筋引張応力度が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力（鉄筋引張応力度）の最大照査値が発生する。

北基礎

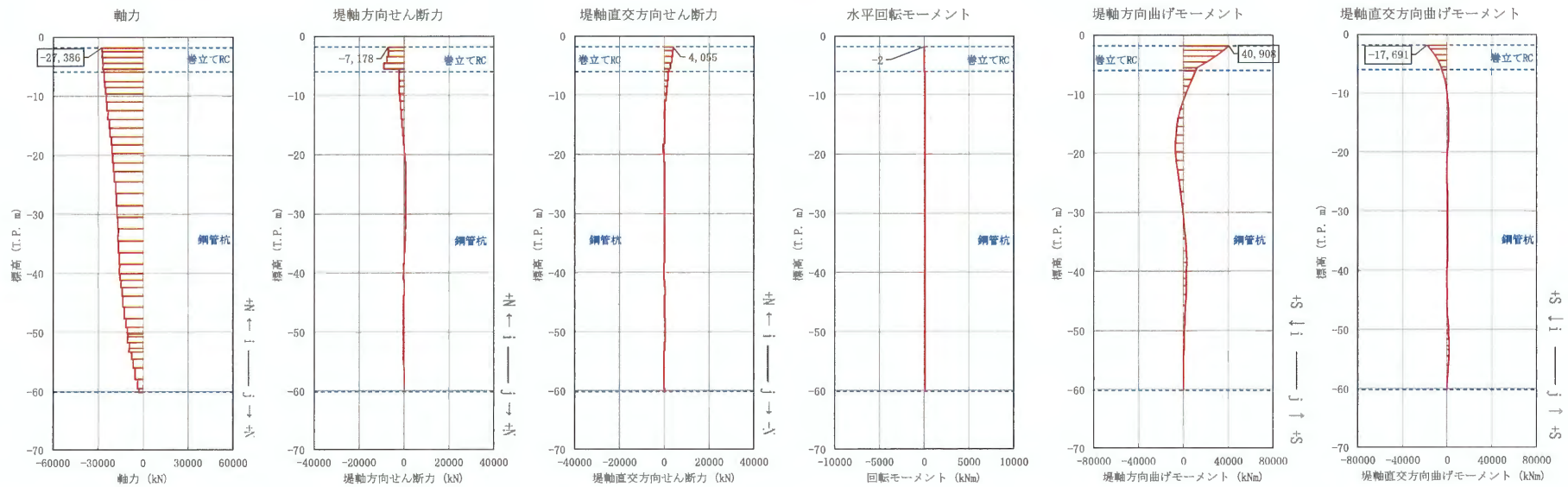


図 4.2-94 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ②—②断面, (重畳時: 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ5)

南基礎

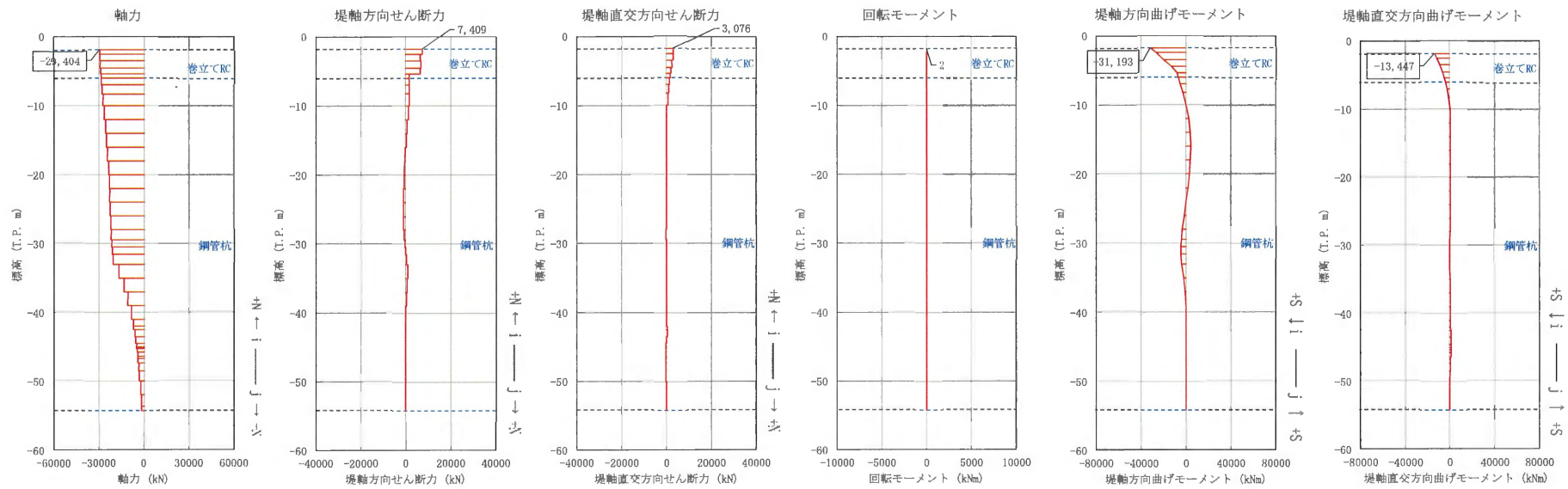


図 4.2-95 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ③—③断面, (重畳時：敷地に遡上する津波, 南基礎, 地盤バネ 5)

ロ. せん断力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査は、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生せん断力を算出し、鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（ V_{ca} ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ V_{sa} ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-96 に、せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 4.2-97 に示す。

せん断力に対する評価は、曲げ軸力に対する評価と同様に図 4.2-96 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

せん断力に対する照査結果を表 4.2-27 に示す。表 4.2-27 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-98～図 4.2-101 に示す。

鉄筋コンクリートに分担される発生せん断力に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお、せん断力に対する最大照査値は0.81であり、地盤バネ5の北基礎のNE6端部杭の①－①断面の照査値である。この照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表のとおり工認設計モデルの照査値（せん断力に対する最大照査値0.97）よりも小さい。これは、残置する地中連続壁部を考慮することで、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が、工認設計モデルよりも軽減されるためである。したがって、鋼管杭のせん断力に対する照査は、工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

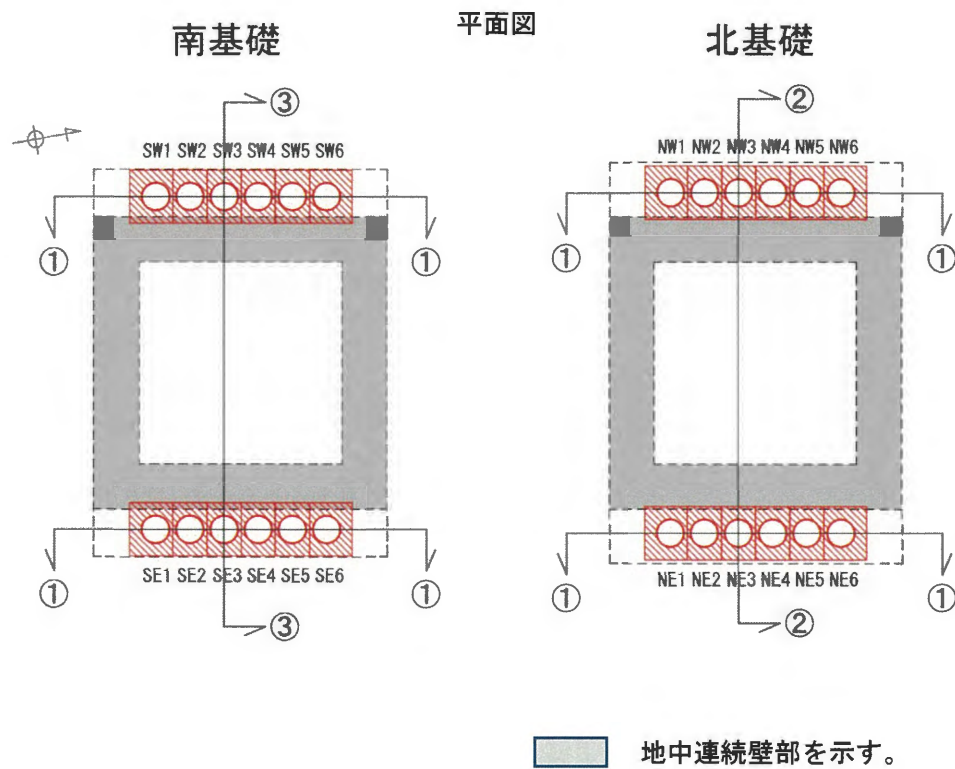


図 4.2-96 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート）
（図 4.2-92 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

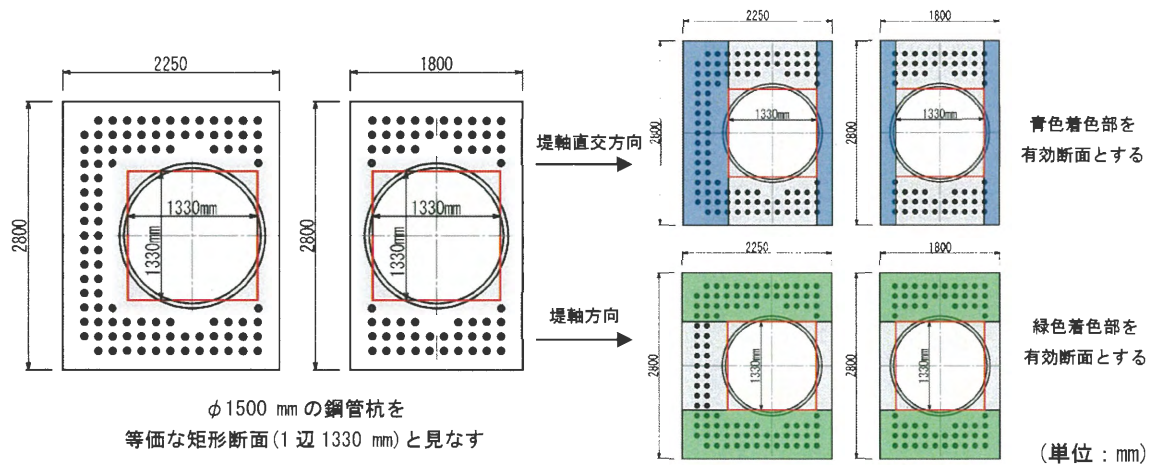


図 4.2-97 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方

表 4.2-27 セン断力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
地盤パネ 3	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35@300 (SD390)	2229	7754	0.29	—
			NE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	3229	7187	0.45	—
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35@300 (SD390)	1684	4999	0.34	—
			NE2	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	1006	4887	0.21	—
	南基礎	端部杭	SW1	③-③断面	2250	2800	2300	D32@300 (SD390)	1550	6405	0.25	—
			SE1	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	3093	7187	0.44	—
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32@300 (SD390)	1281	4115	0.32	—
			SE3	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	905	4887	0.19	—
地盤パネ 4	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35@300 (SD390)	2320	7754	0.30	—
			NE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	5433	7187	0.76	—
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35@300 (SD390)	1747	4999	0.35	○
			NE4	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	1462	4887	0.30	—
	南基礎	端部杭	SW1	③-③断面	2250	2800	2300	D32@300 (SD390)	1582	6405	0.25	—
			SE1	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	3567	7187	0.50	—
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32@300 (SD390)	1296	4115	0.32	—
			SE5	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	959	4887	0.20	—
地盤パネ 5	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35@300 (SD390)	2256	7754	0.30	—
			NE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	5794	7187	0.81	○
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35@300 (SD390)	1701	4999	0.35	—
			NE2	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	1547	4887	0.32	—
	南基礎	端部杭	SW1	③-③断面	2250	2800	2300	D32@300 (SD390)	1452	6405	0.23	—
			SE1	①-①断面	2800	2250	1875	D32@300 (SD390)	4006	7187	0.56	○
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32@300 (SD390)	1311	4115	0.32	○
			SE5	①-①断面	2800	1800	1275	D32@300 (SD390)	1067	4887	0.22	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D35@300 は、巻立て鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 34.9mm の異形棒鋼 D35 を鉄筋間隔 300mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で鉄筋径のみが異なる。

発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.2-96 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸方向の組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になる。したがって、巻立て鉄筋コンクリートの堤軸方向のせん断力が大きく発生するため、このケースにおいて巻立て鉄筋コンクリートのせん断力に対する最大照査値が発生する。

複合断面力 2603 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 1311 kN 南基礎
 鋼管杭 1292 kN

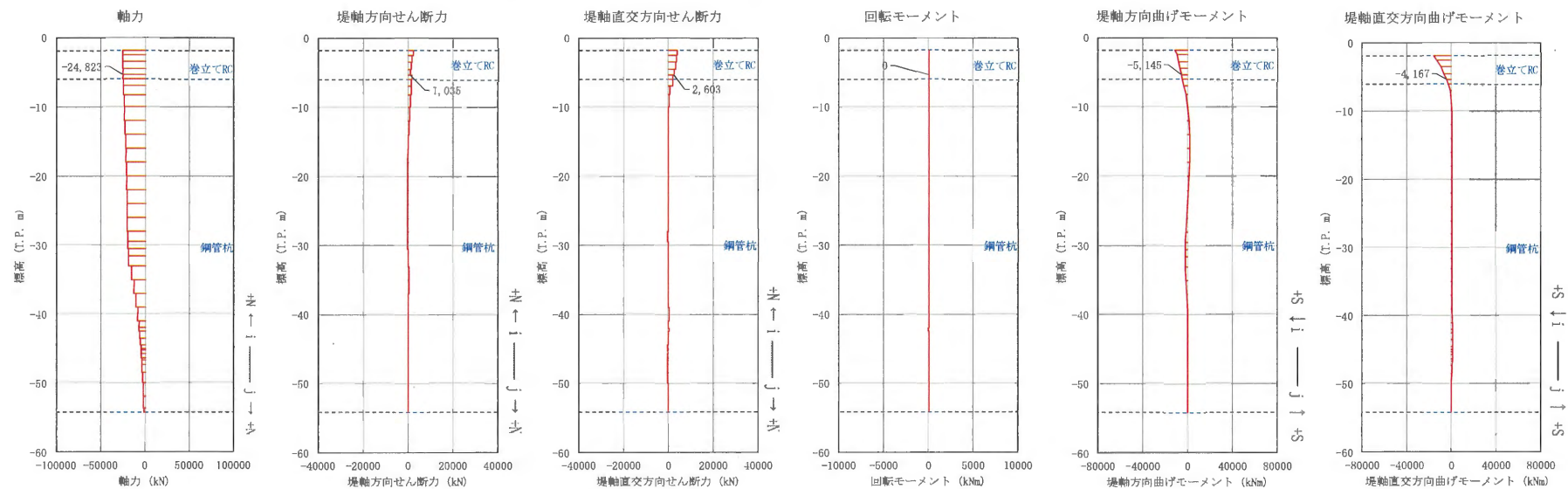


図 4.2-98 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
 ③-③断面 (重畳時: 敷地に遡上する津波, 南基礎, 地盤バネ 5)

複合断面力 2858 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 1747 kN
 鋼管杭 1111 kN
 北基礎

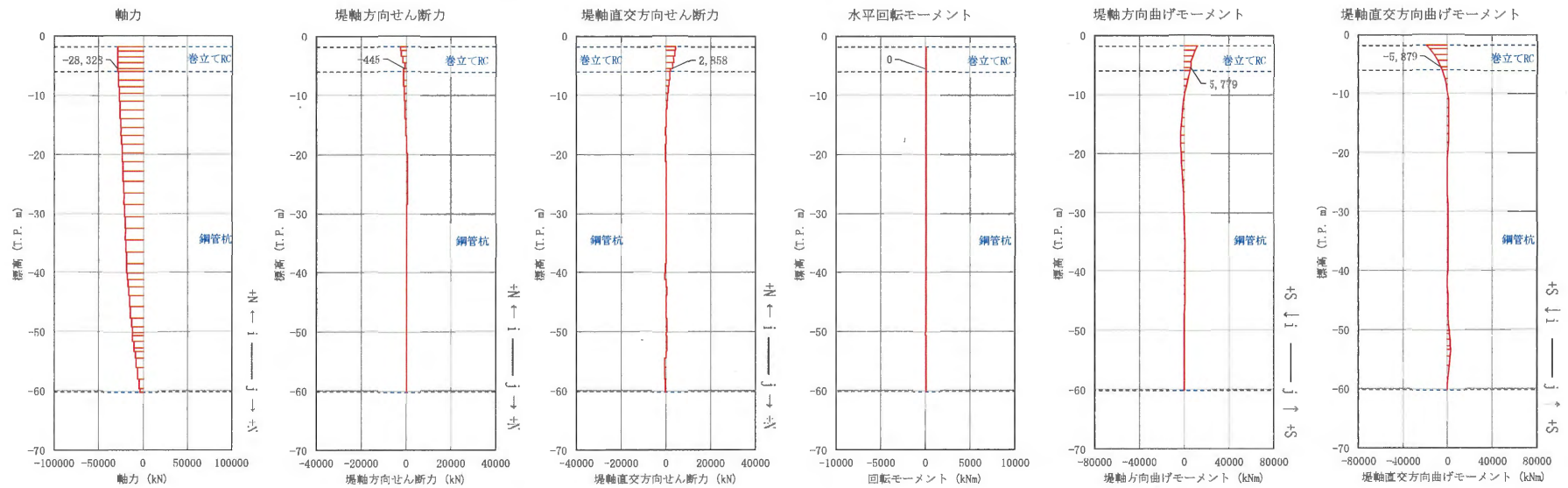


図 4.2-99 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
 ②-②断面（重畳時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ4）

複合断面力 9296 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 5794 kN
 鋼管杭 3502 kN

北基礎

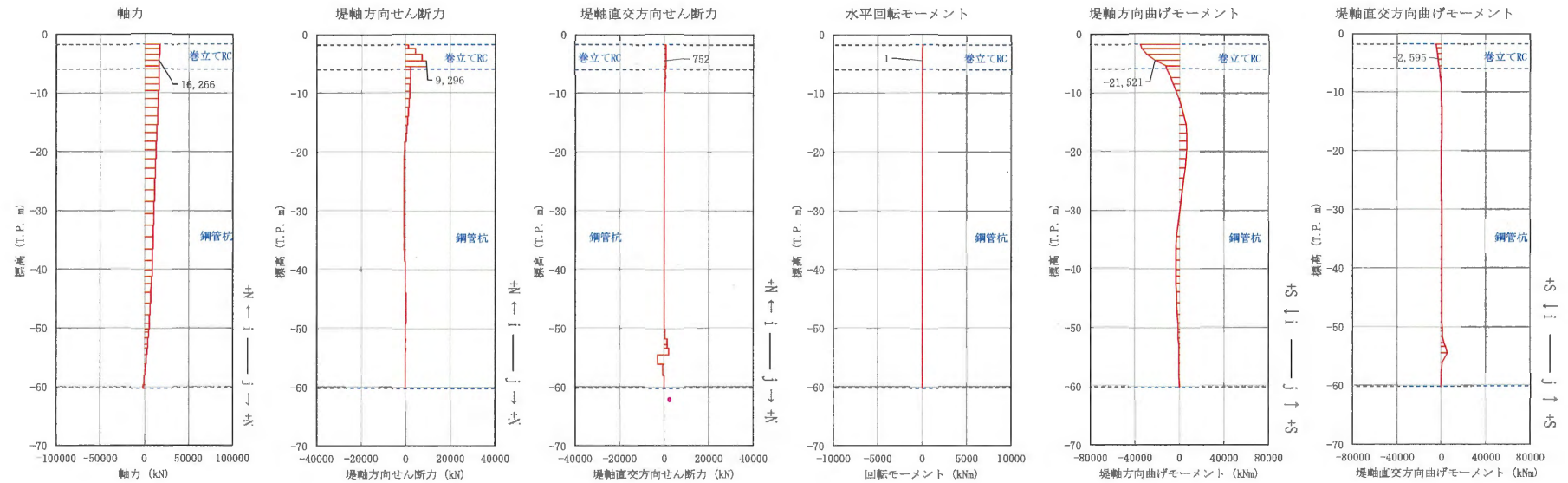


図 4.2-100 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重畳時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ5）

複合断面力 6624 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 4006 kN
 鋼管杭 2618 kN

南基礎

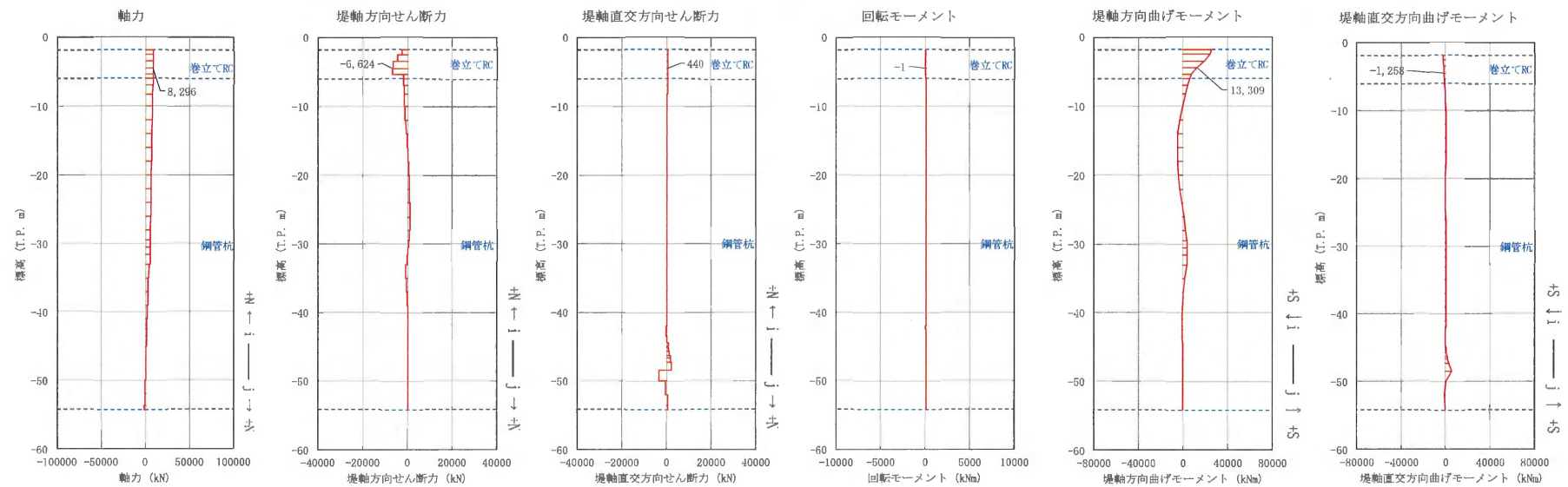


図 4.2-101 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ5）

(b) 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査は、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生応力度を算出し、鋼管杭に発生する圧縮応力度及び引張応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-102 に、巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置を図 4.2-103 に示す。

曲げ軸力に対する評価は、図 4.2-102 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。最初のアルファベットは、Nが北基礎の鋼管杭であり、Sが南基礎の鋼管杭であることを示す。2番目のアルファベットは、Eが東側の鋼管杭であり、Wが西側の鋼管杭であることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-28 に示す。表 4.2-28 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-104 及び図 4.2-105 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生応力度に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の圧縮応力度に対する最大照査値は0.32、引張応力度に対する最大照査値は0.49であり、ともに地盤バネ5の照査値である。発生位置は、圧縮応力度が北基礎のNW2鋼管杭であり、引張応力度が北基礎のNE2鋼管杭である。これらの照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表のとおり工認設計モデルの照査値（曲げ軸力に対する最大照査値0.63）よりも小さい。これは、残置する地中連続壁部を考慮することで、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が、工認設計モデルよりも軽減されるためである。したがって、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査は、工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

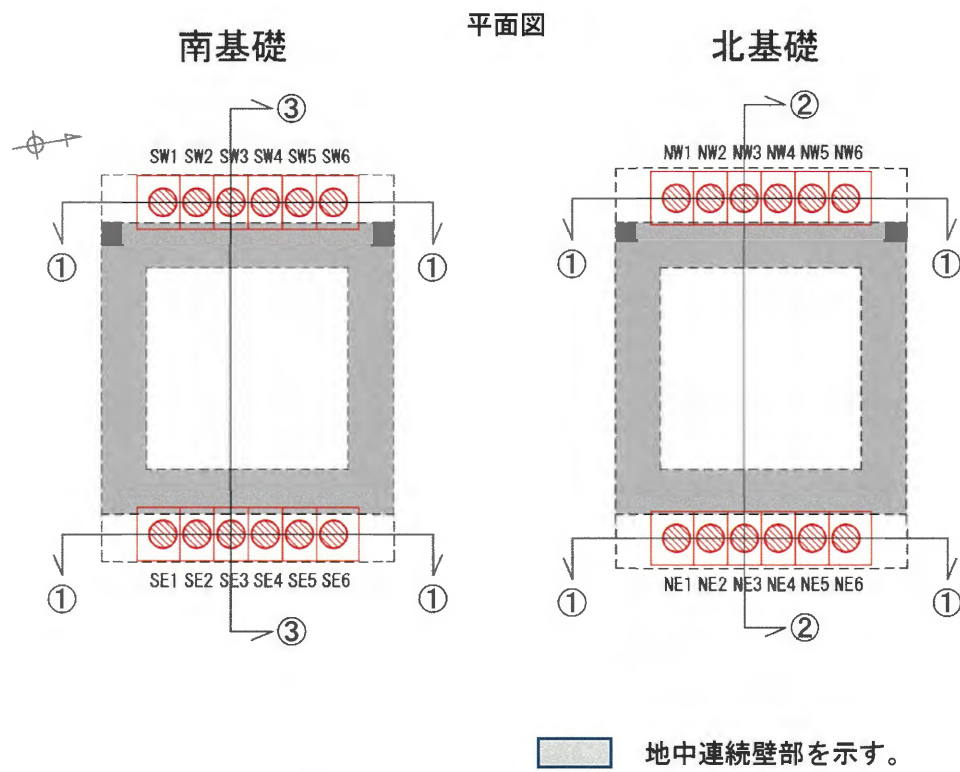


図 4.2-102 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）

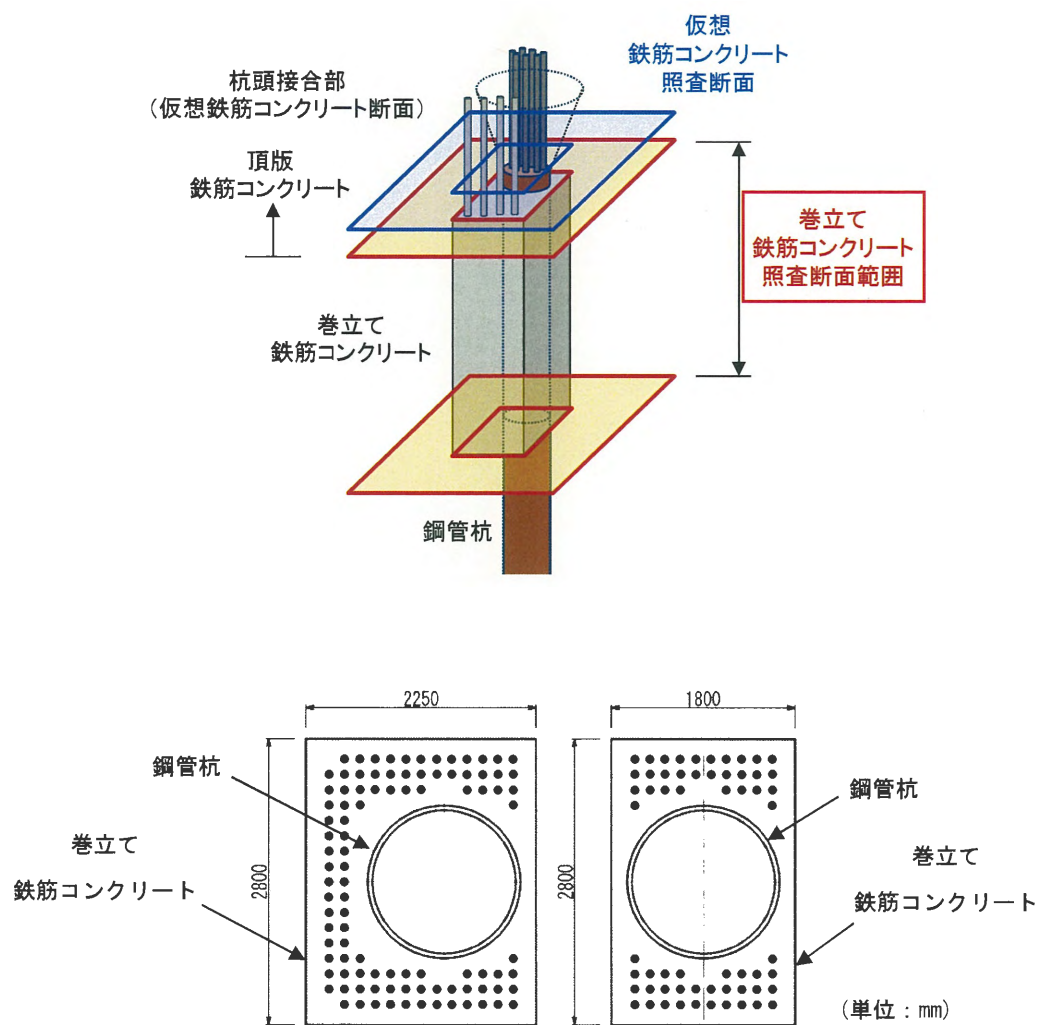


図 4.2-103 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置
(図 4.2-93 の再掲)

表 4.2-28 曲げ軸力照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	断面力図
					材質	外径 φ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	σ_s / σ_{sa}	
地盤パネ 3	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-13886	-20614	102.9	500	0.21	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	11834					
		引張 応力度	NE2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-5657	17784	146.1	500	0.30	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-11252					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-10820	-20411	101.9	500	0.21	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-11924					
		引張 応力度	SE5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-5608	17747	153.9	500	0.31	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	11589					
地盤パネ 4	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-14751	-21959	146.5	500	0.30	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	19924					
		引張 応力度	NE2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-7327	22632	224.0	500	0.45	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-19377					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-11043	-22231	114.7	500	0.23	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-13806					
		引張 応力度	SE5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-5714	20212	178.0	500	0.36	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	13557					
地盤パネ 5	北基礎	① 圧縮 応力度	NW2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-14135	-22814	155.5	500	0.32	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	21511					
		② 引張 応力度	NE2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-8673	24374	242.8	500	0.49	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-21014					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-10890	-23841	127.7	500	0.26	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-15825					
		引張 応力度	SE5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-8281	21817	199.7	500	0.40	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	15534					

注記 評価位置は図 4.2-102 に示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。西側の巻立てコンクリート内の鋼管杭は津波荷重等の堤軸直交方向の荷重により西側の地盤に押し付けられ、大きな地盤反力を受けるため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。加えて、接合部及び頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転変位に伴い、堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに発達する。さらに、鉛直方向の組合せ係数が下向き 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、この組合せケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の圧縮応力度の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。東側の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭は中実鉄筋コンクリートの背面側になるため、津波荷重等の堤軸直交方向の荷重が作用しても地盤反力が小さく、堤軸直交方向の曲げモーメントが小さくなる。堤軸方向の組合せ係数は北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になり、堤軸方向の曲げモーメントが大きくなる。加えて、接合部及び頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転変位に伴い、堤軸方向の曲げモーメントが増大する。さらに、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため軸引張力が増加する。以上のことから、この組合せケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の引張応力度に対する最大照査値が発生する。

北基礎

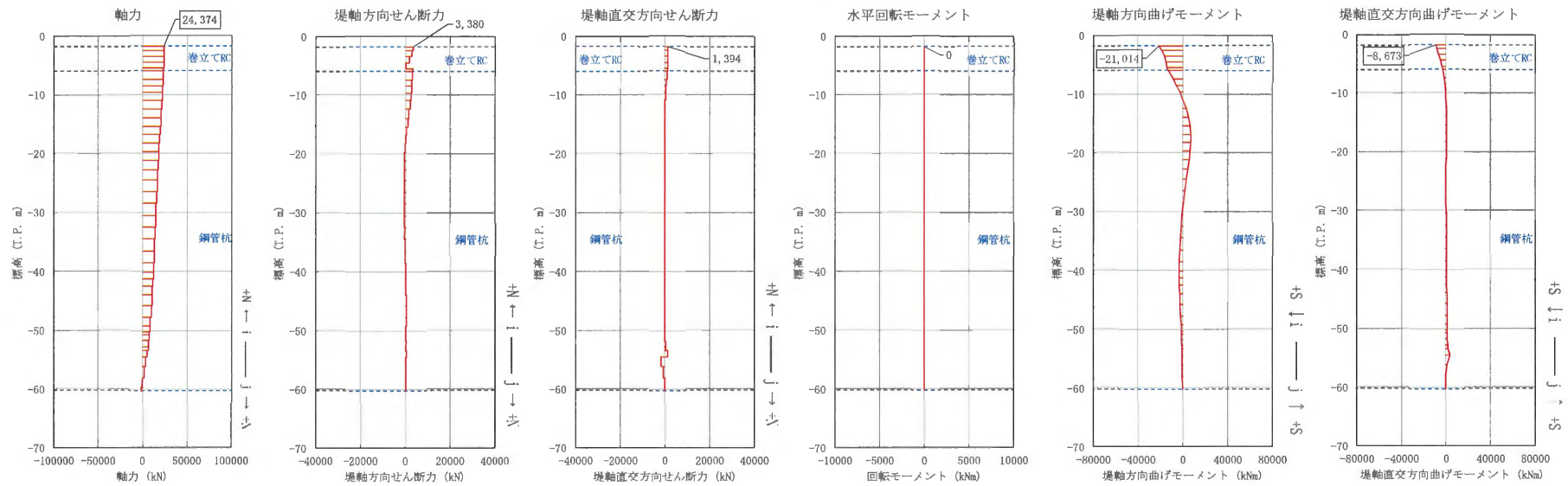


図 4.2-104 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ②-②断面, (重畳時: 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ5)

南基礎

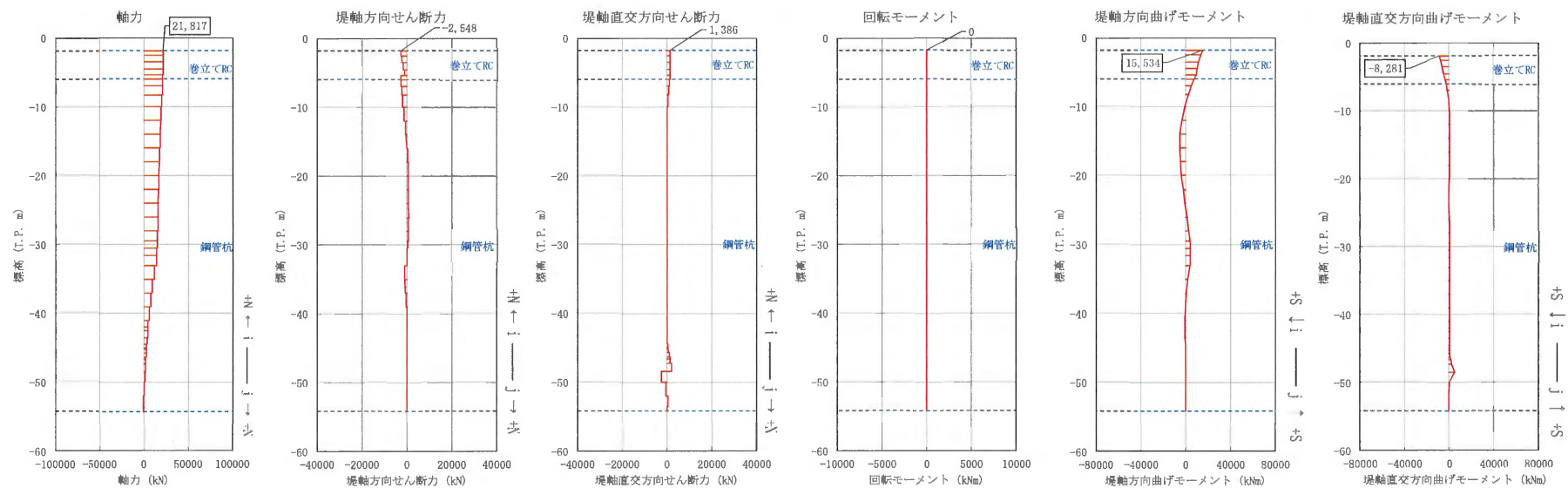


図 4.2-105 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (重畳時：敷地に遡上する津波, 南基礎, 地盤バネ5)

ロ. せん断力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）において、は、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する照査は、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生せん断力度を算出し、鋼管杭の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-106 に、せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 4.2-107 に示す。

せん断力に対する評価は、曲げ軸力に対する評価と同様に図 4.2-106 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

せん断力に対する照査結果を表 4.2-29 に示す。表 4.2-29 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-108～図 4.2-111 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生せん断力に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は 0.30 であり、地盤バネ 5 の北基礎の NE 6 鋼管杭の①－①断面の照査値である。したがって、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する照査は、工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

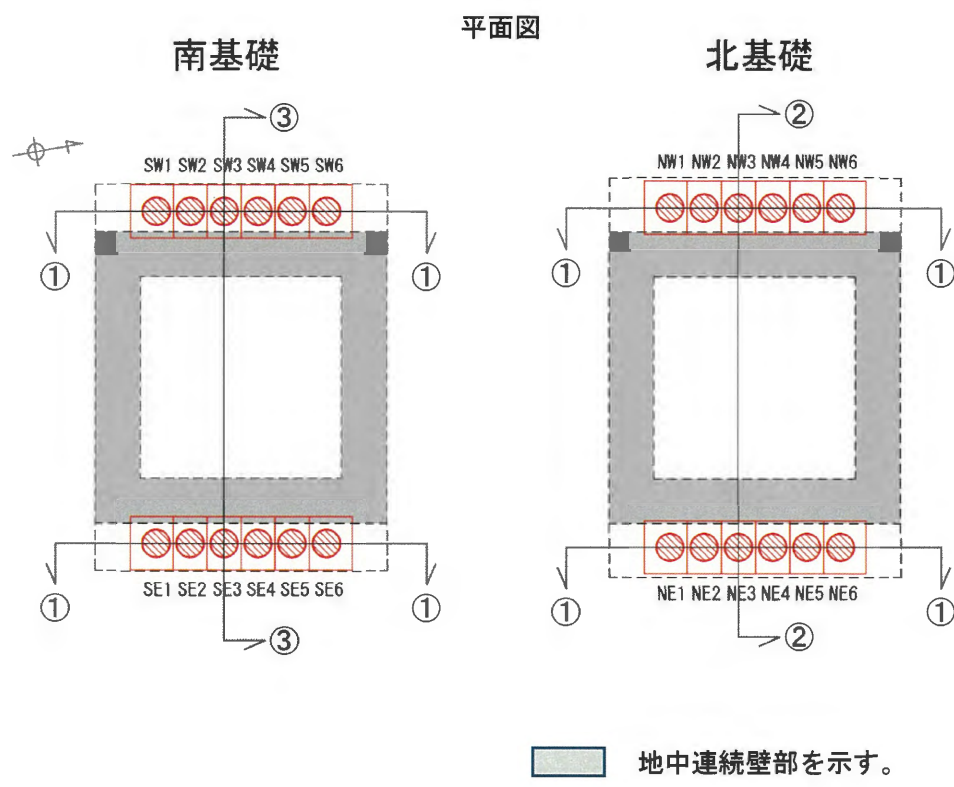


図 4.2-106 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）
（図 4.2-102 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

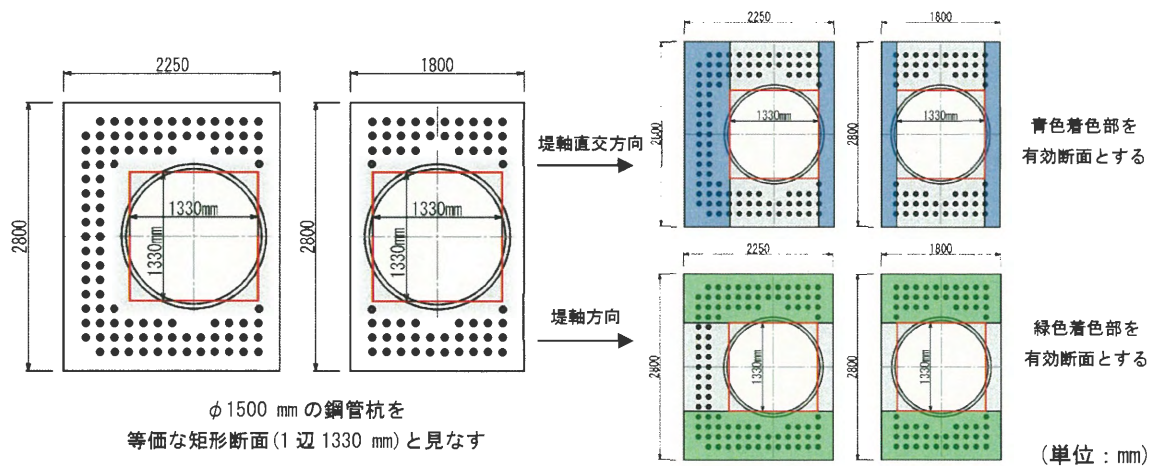


図 4.2-107 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方

(図 4.2-97 の再掲)

表 4.2-29 せん断力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	断面力図
					材質	外径 φ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)	τ (N/mm ²)	τ _a (N/mm ²)	τ / τ _{sa}	
地盤 パネ 3	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	5122	45.9	285	0.17	—
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	5831	52.3	285	0.19	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	4678	41.9	285	0.15	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	6071	54.4	285	0.20	—
地盤 パネ 4	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	5266	47.2	285	0.17	○
		NE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	8717	78.2	285	0.28	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	4692	42.1	285	0.15	○
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	6785	60.8	285	0.22	—
地盤 パネ 5	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	5165	46.3	285	0.17	—
		NE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	9296	83.4	285	0.30	○
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	4375	39.2	285	0.14	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	7409	66.4	285	0.24	○

注記 評価位置は図 4.2-106 に示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸方向の組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になる。したがって、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の堤軸方向のせん断力が大きく発生するため、このケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する最大照査値が発生する。

北基礎

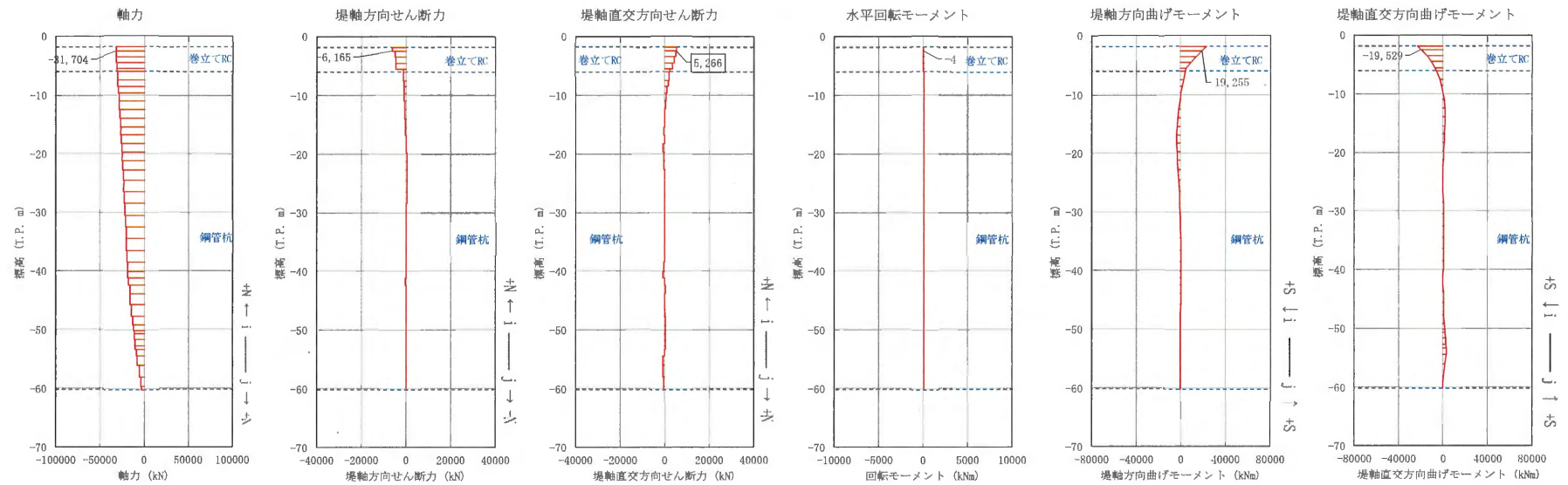


図 4.2-108 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面（重疊時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ4）

南基礎

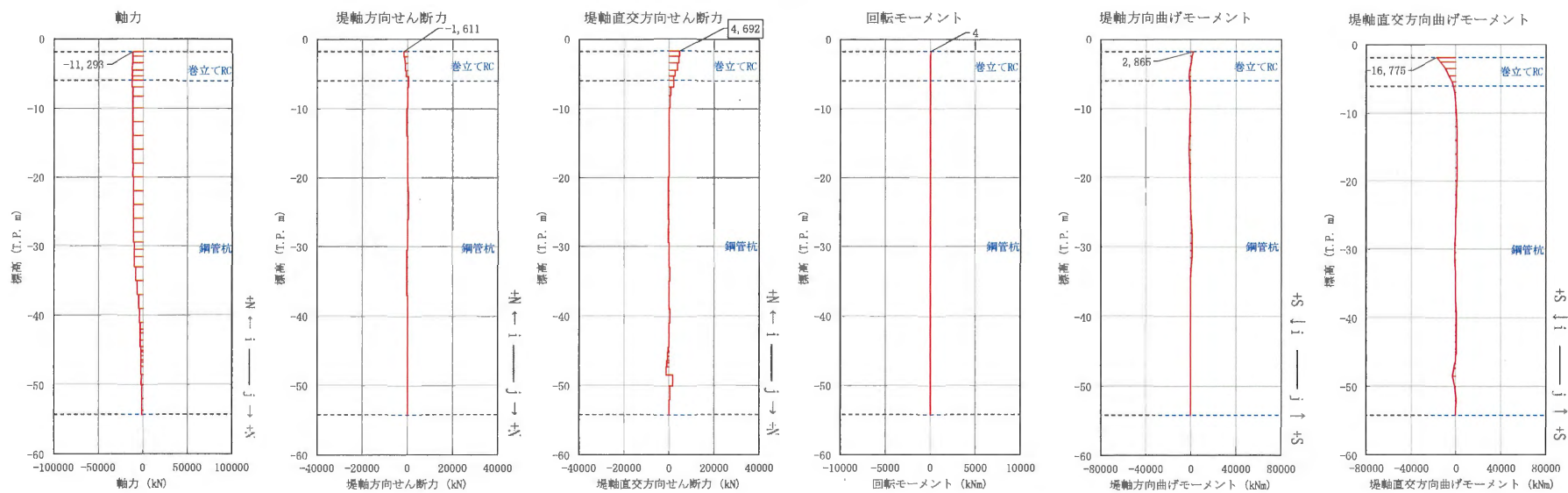


図 4.2-109 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面（重疊時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ4）

北基礎

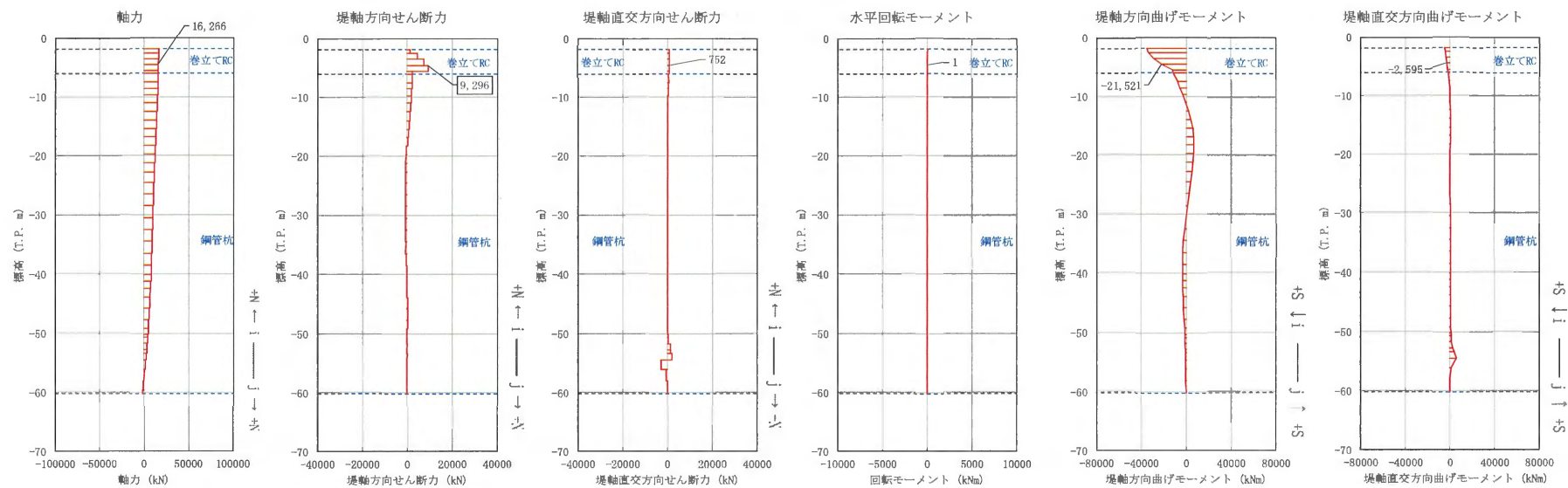


図 4.2-110 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①ー①断面（重畳時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ5）

南基礎

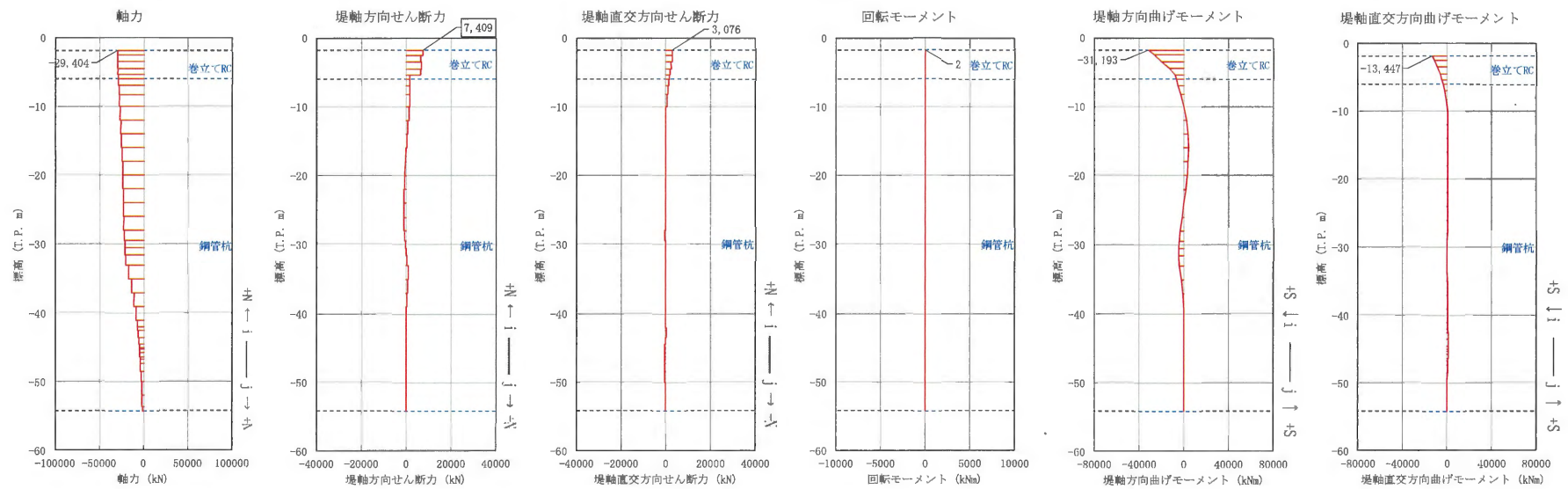


図 4.2-111 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重疊時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ5）

d. 杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）

(a) 鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の曲げ軸力に対する評価結果

重疊時（敷地に遡上する津波）においては，3次元静的フレーム解析によって得られる断面力に対して，仮想鉄筋コンクリート断面として発生応力度を算出する。鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の曲げ軸力に対する照査は，接合部のコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が，それぞれ許容限界以下であることを確認する。

評価位置及び杭記号位置を図 4.2-112 に，鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 4.2-113 に，巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 4.2-114 に示す。

曲げ軸力評価に対する評価は，図 4.2-112 に評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は，鋼管杭と同様に以下のルールに従う。最初のアルファベットは，Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリートであり，Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。2番目のアルファベットは，Eが東側の巻立て鉄筋コンクリートであり，Wが西側の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。末尾の数字は，南端の巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し，北端の巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また，末尾の番号が1及び6を端部杭，2～5を中間杭として照査結果を区別する。端部杭と中間杭として区別したのは，部材幅が異なるためである。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-30 に，鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-31 にそれぞれ示す。杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）における許容応力度法による照査を行った結果，評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお，コンクリートの曲げ軸力照査の最大照査値は，巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部が 0.70（発生位置は北基礎のNW 1 端部杭の接合部）であり，鋼管杭断面の接合部が 0.33（発生位置は北基礎のNE 1 鋼管杭の接合部）である。一方，鉄筋の曲げ軸力照査の最大照査値は，巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部が 0.78（発生位置は北基礎のNE 2 中間杭の接合部）であり，鋼管杭断面の接合部が 0.42（発生位置は北基礎のNE 2 中間杭の接合部）である。これらの最大照査値は全て地盤バネ5の北基礎における照査値である。

これらの照査値は，表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表のとおり工認設計モデルの照査値（コンクリート曲げ軸力の最大照査値は，巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部 0.94，鋼管杭断面の接合部 0.38，鉄筋曲げ軸力の最大照査値は，巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部 0.92，鋼管杭断面の接合部 0.55）よりも小さい。これは，残置する地中連続壁部を考慮することで，地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり，巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が，工認設計モデルよりも軽減されるためである。したがって，鋼管杭の曲げ軸力に対する照査は，工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。

以上のことから，地中連続壁部の残置を考慮しても杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

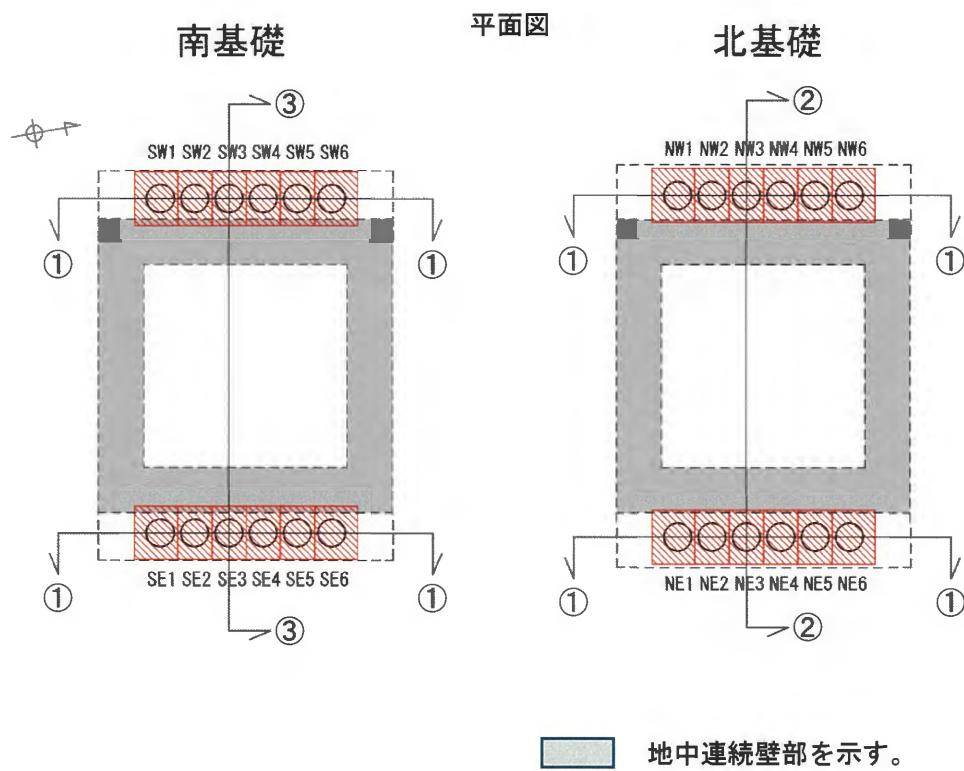
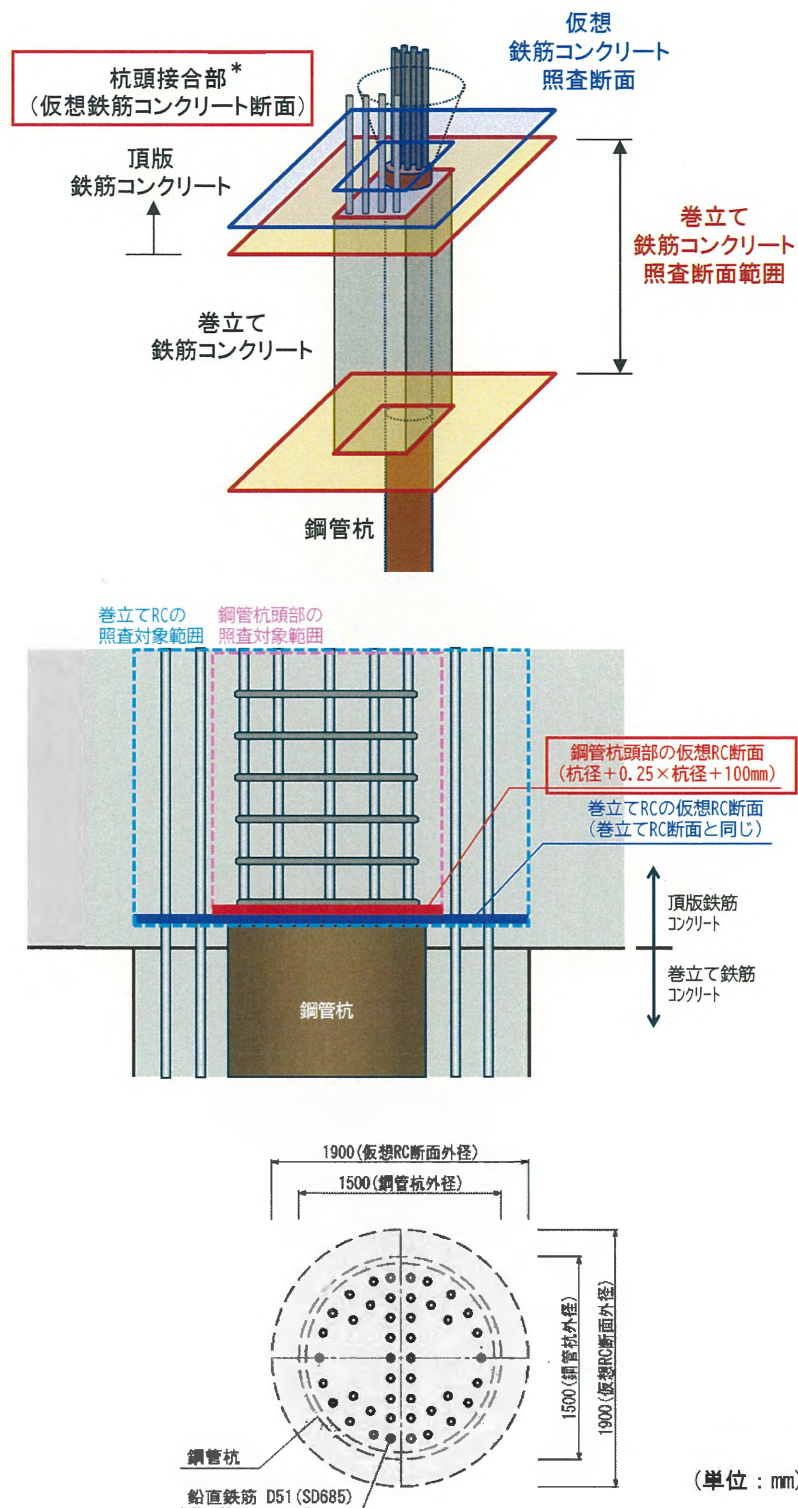
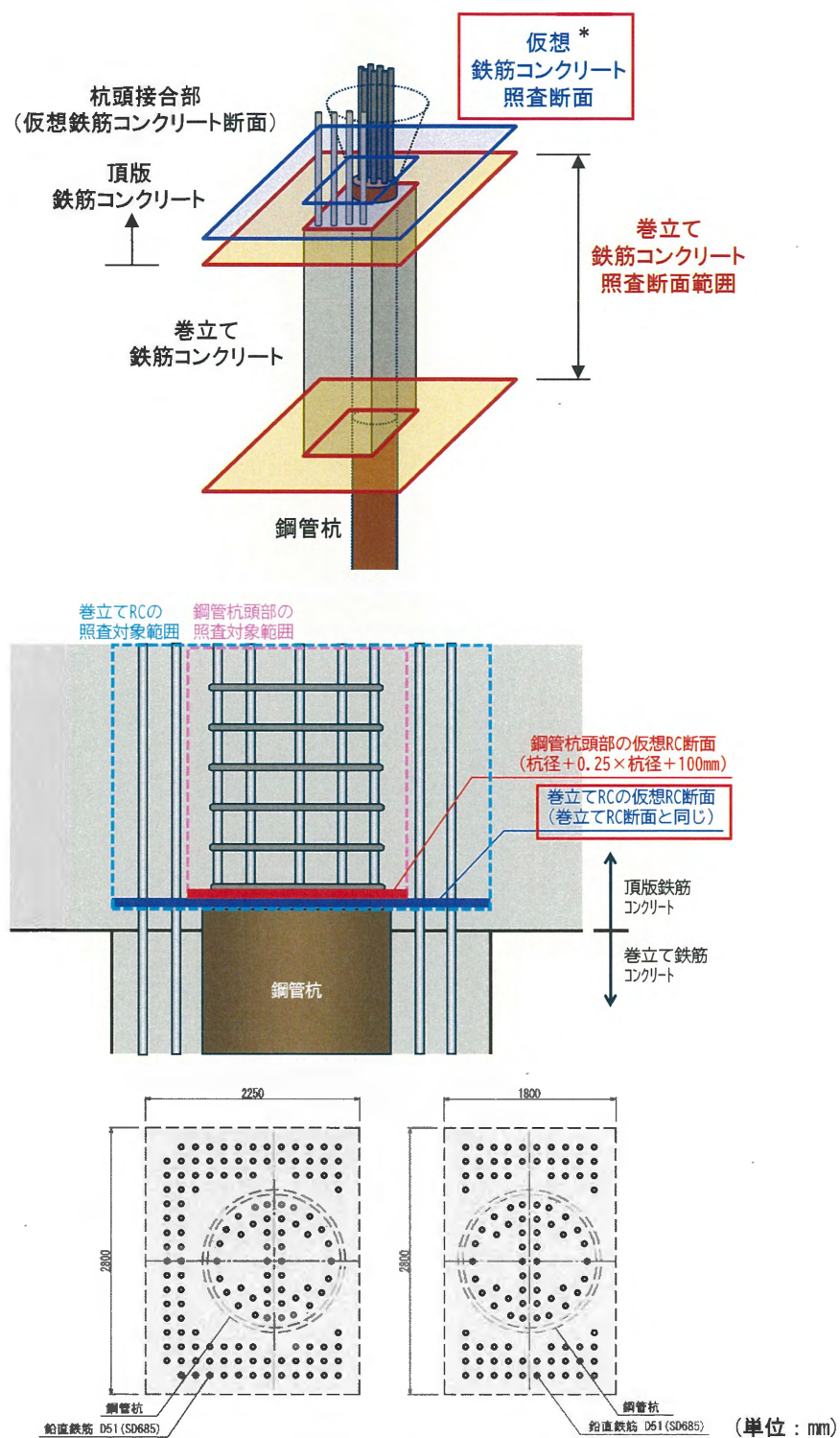


図 4.2-112 評価位置図（杭頭接合部）



* 仮想鉄筋コンクリート断面は「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」に基づいて設定

図 4.2-113 鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置



* 仮想鉄筋コンクリート断面は「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」に基づいて設定

図 4.2-114 巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置

表 4.2-30 コンクリートの曲げ軸力照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ _c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ _{co} (N/mm ²)	照査値 σ _c /σ _{co}	
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-17229	-23984	14.6	32	0.46
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	23074				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-13886	-20614	14.3	32	0.45
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	11834				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3140	3233	5.8	32	0.19
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-13348	-23894	14.5	32	0.46
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-23416				
			中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-12595	-18432	14.4	32	0.45
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-11414				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3384	3442	6.3	32	0.20
地盤 パネ 4	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-18442	-25930	21.1	32	0.67
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	37840				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-14751	-21959	20.9	32	0.66
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	19924				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	5091	3869	9.5	32	0.30
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-13637	-26839	16.3	32	0.52
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-27278				
			中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-12932	-19226	16.0	32	0.50
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-13182				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3985	4026	7.4	32	0.24
地盤 パネ 5	北基礎	① 仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-17691	-27386	22.2	32	0.70
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	40908				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-14135	-22814	22.0	32	0.69
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	21511				
		② 仮想RC断面 (鋼管杭)		NE1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	5545	4232	10.4	32	0.33
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-13447	-29404	18.0	32	0.57
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-31193				
			中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-12718	-20345	17.6	32	0.55
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-15166				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	4544	4393	8.4	32	0.27

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して結合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.2-112 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が他の荷重に対して顕著に大きいため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、図 4.2-115 に示す津波荷重による頂版鉄筋コンクリートの水平回転により堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに発達する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中立軸が傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなり、コンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が他の荷重に対して顕著に大きいため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、図 4.2-115 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転により堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに発達する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が低減する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなるため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

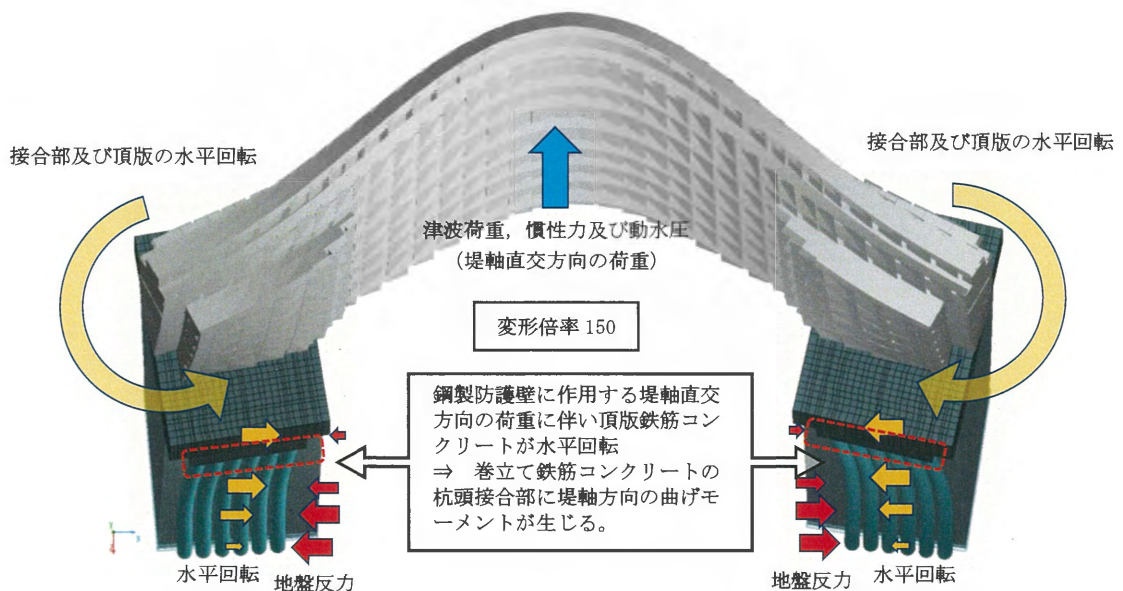


図 4.2-115 頂版鉄筋コンクリートの水平回転に伴う杭頭接合部の曲げモーメント発生状況

表 4.2-31 鉄筋の曲げ軸力照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤 パネ のケース	評価位置					断面性状			鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 3	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-6419	20733	262.2	660	0.40
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-21754				
			中間杭	NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-5657	17784	310.1	660	0.47
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-11252				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE2	—	ϕ 1900			D51@150 (SD685)	2869	5266	165.4	660	0.26
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-6510	21011	278.0	660	0.43
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	22455				
			中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-5608	17747	327.2	660	0.50
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	11589				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	ϕ 1900			D51@150 (SD685)	3045	5488	174.2	660	0.27
地盤 パネ 4	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-8170	26262	397.4	660	0.61
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-36872				
			中間杭	NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-7327	22632	467.3	660	0.71
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-19377				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE2	—	ϕ 1900			D51@150 (SD685)	4721	7162	251.0	660	0.39
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-6686	24626	323.3	660	0.49
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	26510				
			中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-5714	20212	374.0	660	0.57
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	13557				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	ϕ 1900			D51@150 (SD685)	3542	6286	201.2	660	0.31
地盤 パネ 5	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-9782	28608	435.9	660	0.67
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-40094				
			① 中間杭	NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-8673	24374	509.9	660	0.78
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-21014				
		② 仮想RC断面 (鋼管杭)		NE2	—	ϕ 1900			D51@150 (SD685)	5123	7741	271.9	660	0.42
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-9873	27008	374.5	660	0.57
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	30338				
			中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-8281	21817	430.4	660	0.66
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	15534				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	ϕ 1900			D51@150 (SD685)	4039	6862	225.1	660	0.35

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して結合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.2-112 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①及び②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が他の

荷重に対して顕著に大きいため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、図 4.2-116 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転により堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の2方向の曲げモーメントがともに発達する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向きに 0.4 倍であるため、軸引張力が増加する。これに伴い2方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなるため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力の最大照査値が発生する。

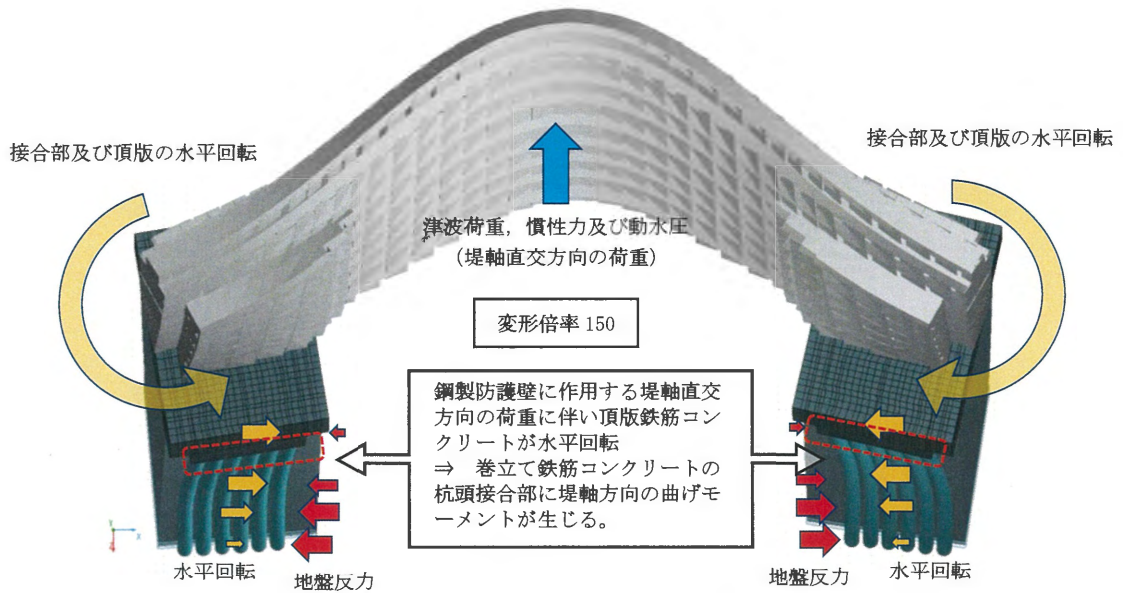


図 4.2-116 頂版鉄筋コンクリートの水平回転に伴う杭頭接合部の曲げモーメント発生状況
(図 4.2-115 の再掲)

e. 頂版鉄筋コンクリート

(a) 曲げ軸力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出する。頂版鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査は、コンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が、それぞれ許容限界以下であることを確認する。

曲げ軸力に対する評価は、図 4.2-117 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。

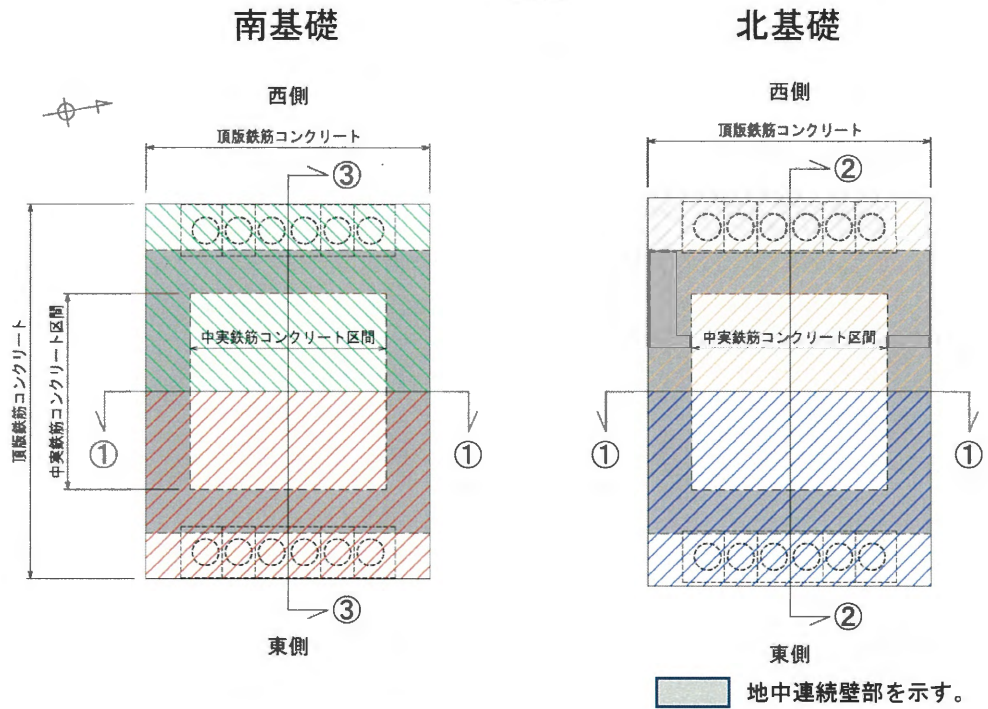
コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-32 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2-33 にそれぞれ示す。表 4.2-32 及び表 4.2-33 に示す照査結果では、堤軸方向及び堤軸直交方向において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-118 及び図 4.2-119 に示す。

頂版鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、頂版鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は 0.40 であり、鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は 0.63 である。これらの照査値は、ともに地盤バネ 5 の北基礎のものであり、コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は北基礎東側の堤軸直交方向の照査値、鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は北基礎の堤軸方向の照査値である。

これらの照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表のとおり工認設計モデルの照査値（コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は 0.68、鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は 0.90）よりも小さい。したがって、頂版鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する照査は、工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。残置影響評価モデルの照査値が工認設計モデルに対して低減した理由は、残置する地中連続壁部を考慮することで、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が工認設計モデルよりも軽減し、杭頭接合部を介して頂板鉄筋コンクリートに伝達される荷重も軽減されるためである。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

平面図



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。この領域分割は、以降で示す照査表において堤軸直交方向のコンクリート及び鉄筋の曲げ軸力照査の評価位置を明確にするためのものである。

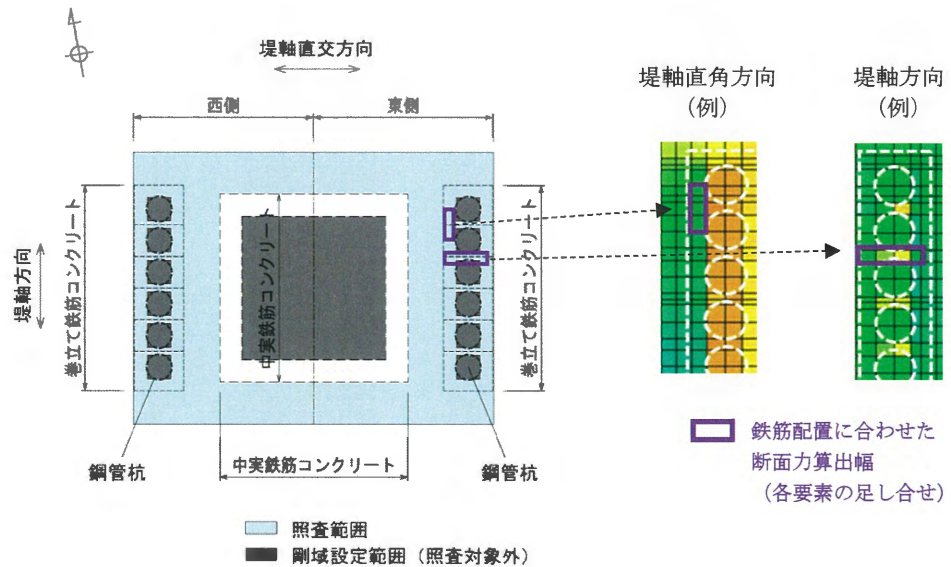


図 4.2-117 評価位置図 (頂版鉄筋コンクリート)

表 4.2-32 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置		断面形状	鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許 容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}	
			部材高 h (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-115779	283	9.5	32	0.30
			西側	5040	D51@150	48353	-4962	8.1	32	0.26
		堤軸方向		5040	D29@150*	-21414	-1363	3.5	32	0.12
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-100226	13	8.3	32	0.26
			西側	5040	D51@150	42025	-4354	7.1	32	0.23
		堤軸方向		5040	D29@150*	-20899	-1220	3.7	32	0.12
地盤 パネ 4	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-147907	-44	12.2	32	0.39
			西側	5040	D51@150	58858	-5186	9.8	32	0.31
		堤軸方向		5040	D29@150*	-28119	-1795	4.7	32	0.15
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-108063	458	8.9	32	0.28
			西側	5040	D51@150	45025	-4469	7.6	32	0.24
		堤軸方向		5040	D29@150*	-24153	-1379	4.3	32	0.14
地盤 パネ 5	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-153636	515	12.6	32	0.40
			西側	5040	D51@150	63493	-5143	10.6	32	0.34
		堤軸方向		5040	D29@150*	-30185	-1886	5.0	32	0.16
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-108573	2062	8.8	32	0.28
			西側	5040	D51@150	50947	-4755	8.5	32	0.27
		堤軸方向		5040	D29@150*	-26958	-1534	4.8	32	0.15

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 50.8mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。同様に、D29@150 も、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。

*：最小鉄筋量に基づき鉄筋仕様を決定

評価位置は図 4.2-117 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。頂版鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する照査においては、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍を考慮した堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。これらの荷重の作用に伴い、北基礎の頂版鉄筋コンクリートの東側に軸圧縮力と曲げモーメントが発生するため、上記の組合せケースにおいて、軸直交方向のコンクリートの曲げ軸力（コンクリートの曲げ圧縮応力度）に対する最大照査値が発生している。

表 4.2-33 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

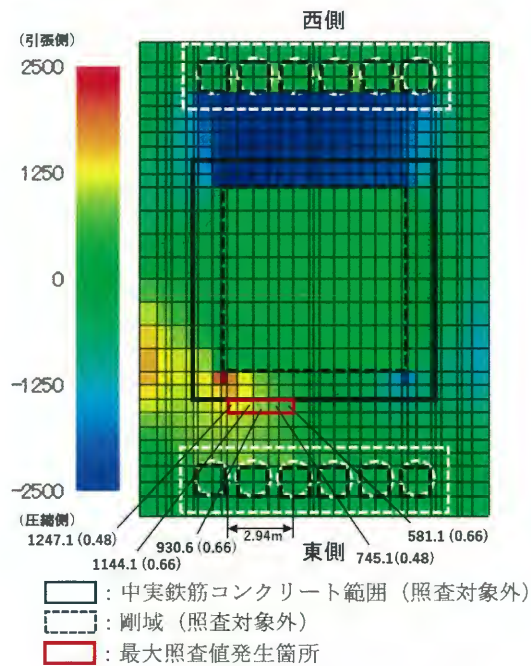
地盤バネ のケース	評価位置			断面形状	鉄筋段数		鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	断面力図
				部材高 h (mm)	上面	下面		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 バネ 3	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-115508	1101	263.9	660	0.40	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-60802	-741	182.2	478.5	0.39	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	46909	-3675	237.3	660	0.36	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	41994	-1749	144.2	478.5	0.31	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-21414	-1363	213.0	478.5	0.45	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-100086	771	228.0	660	0.35	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-53067	1317	170.4	478.5	0.36	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	42026	-4223	202.9	660	0.31	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	38791	-3651	119.9	478.5	0.26	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-20899	-1220	211.3	478.5	0.45	—
地盤 バネ 4	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-148410	2101	341.8	660	0.52	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-79275	228	244.4	478.5	0.52	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	57587	-3879	298.0	660	0.46	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-24353	1567	244.5	478.5	0.52	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-28119	-1795	279.5	478.5	0.59	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-107876	911	246.1	660	0.38	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-57186	1501	184.1	478.5	0.39	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	44924	-4318	218.9	660	0.34	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	39551	-2436	130.6	478.5	0.28	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-24153	-1379	244.9	478.5	0.52	—
地盤 バネ 5	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-154169	2764	357.3	660	0.55	○
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-82534	435	255.6	478.5	0.54	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	62252	-3764	326.7	660	0.50	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-26697	2018	273.8	478.5	0.58	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-30185	-1886	301.1	478.5	0.63	○
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD685)	-107855	3009	254.2	660	0.39	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	-57769	2198	189.9	478.5	0.40	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51 (SD685)	50779	-4548	250.9	660	0.39	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51 (SD490)	44114	-1939	150.8	478.5	0.32	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35 (SD490)	-26958	-1534	273.5	478.5	0.58	—

注記 D51-7 段等で示した鉄筋仕様、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋の仕様であり、D51-7 段は公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を 7 段で配置することを示す。括弧内の SD490 及び SD685 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.2-117 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。南基礎の西側は、津波荷重に基づく回転変位により南側へ変位するが、堤軸方向の南向き 1.0 倍の組合せ係数により南向きの慣性力が作用する。この相反する動きにより杭頭間に堤軸方向の軸引張力が大きく発生し、鉄筋の引張応力度を増加させる。さらに軸方向の曲げモーメントの作用により、引張側鉄筋の引張応力度はさらに増加するため、この組合せケースにおいて鉄筋曲げ軸力の最大照査値が発生する。

軸力(kN/m)



曲げモーメント(kN・m/m)

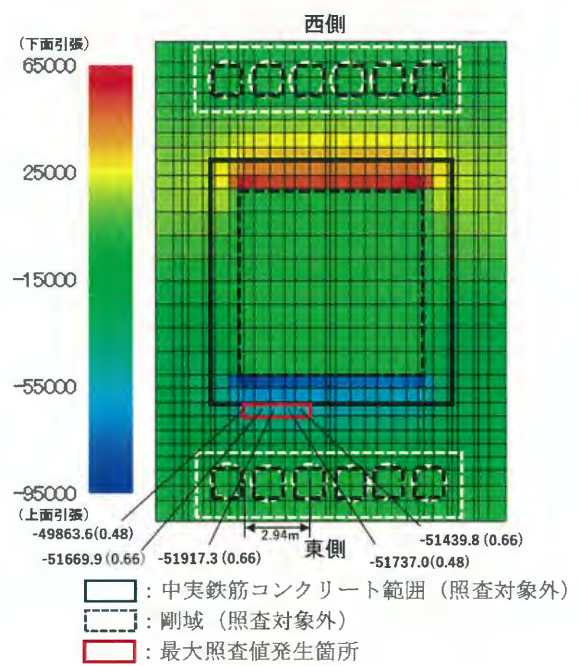
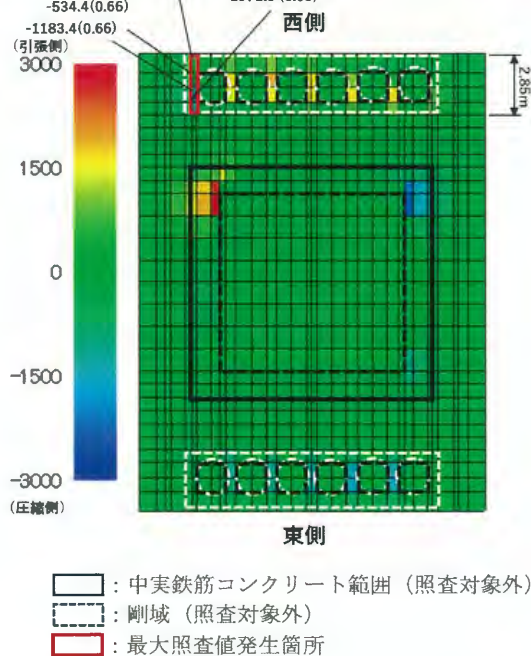


図 4.2-118 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい断面力図

堤軸直交方向 (重疊時 : 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ 5)

軸力(kN/m)



曲げモーメント(kN・m/m)

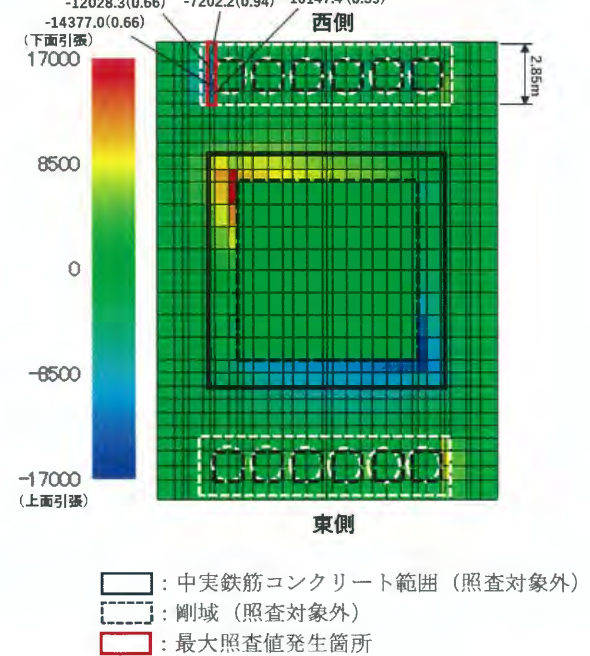


図 4.2-119 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい断面力図

堤軸方向 (重疊時 : 敷地に遡上する津波, 北基礎, 地盤バネ 5)

(b) せん断力に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）においては、3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力を抽出する。頂版鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査は、堤軸方向と堤軸直交方向の発生せん断力を合成して算出したせん断力がコンクリートの短期許容せん断力（ V_{ca} ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ V_{sa} ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認する。

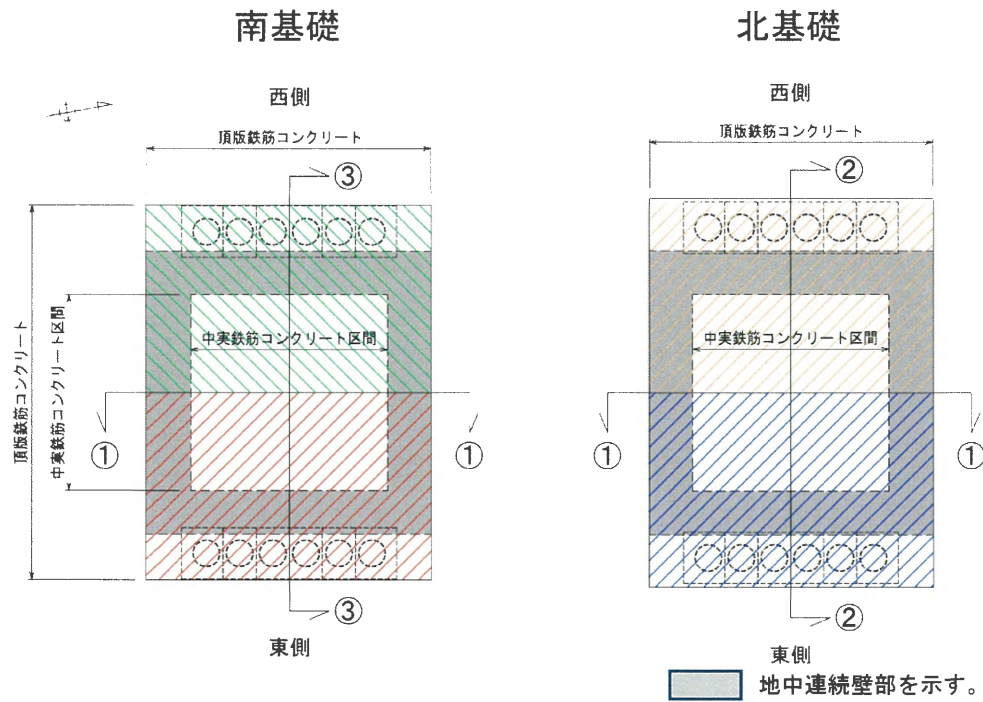
せん断力に対する評価は、図 4.2-120 に示す評価位置図の頂版鉄筋コンクリートに対して行う。

せん断力に対する照査結果を表 4.2-34 に示す。表 4.2-34 に示す照査結果では、南基礎及び北基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力分布を図 4.2-121 及び図 4.2-122 に示す。

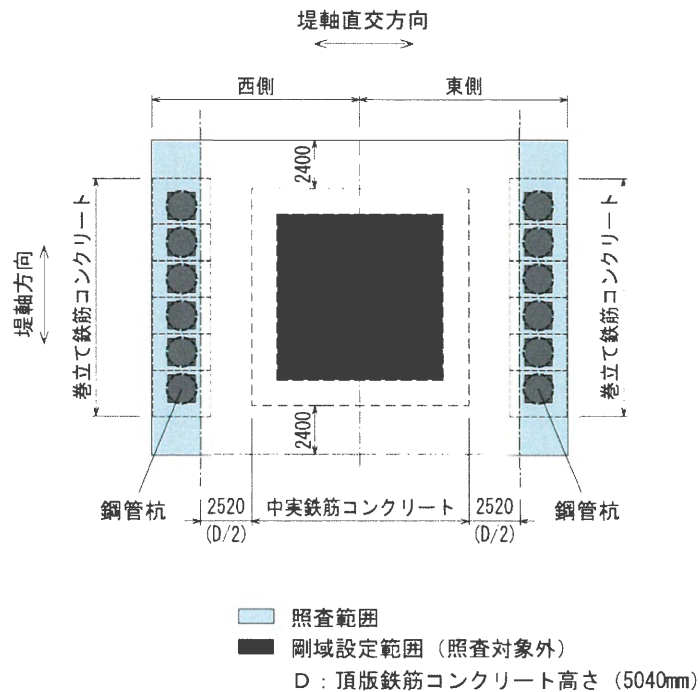
頂版鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお、頂版鉄筋コンクリートにおけるせん断力に対する最大照査値は 0.58 である。この照査値は、地盤バネ 5 の北基礎東側の照査値である。これらの照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表のとおり工認設計モデルの照査値（せん断力に対する最大照査値は 0.91）よりも小さい。したがって、頂版鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査は、工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。残置影響評価モデルの照査値が工認設計モデルに対して低減した理由は、残置する地中連続壁部を考慮することで、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が工認設計モデルよりも軽減し、杭頭接合部を介して頂板鉄筋コンクリートに伝達される荷重も軽減されるためである。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

平面図



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。この領域分割は、以降で示す照査表において堤軸直交方向のせん断照査の評価位置を明確にするためのものである。



注記 照査結果に示す発生せん断力は、要素に発生した単位幅当たりの断面力とする。

図 4.2-120 評価位置図 (頂版鉄筋コンクリート)

表 4.2-34 セン断力に対する照査結果（重畳時：敷地に遡上する津波）

地盤パネ のケース	評価位置		断面形状	鉄筋仕様 (材質)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	断面力図
			部材高 h (mm)					
地盤 パネ 3	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	12896	31785	0.41	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	14275	31712	0.46	—
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	12726	31785	0.41	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	14091	31712	0.45	—
地盤 パネ 4	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	17120	31785	0.54	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	16678	31712	0.53	—
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	14609	31785	0.46	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	15665	31712	0.50	—
地盤 パネ 5	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	18247	31785	0.58	○
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	17477	31712	0.56	—
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	16224	31785	0.52	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	17158	31712	0.55	○

注記 鉄筋仕様に示す 3.333-D38@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 38.1 mm の異形棒鋼 D38 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に 3.333-D35@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD390 は鉄筋材質である。

評価位置に図 4.2-120 示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。頂版鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査においては、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍（西向き）を考慮した堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。この条件下では、南基礎の頂版鉄筋コンクリートの西側が押し下げられるが、巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭からは突き上げ方向の抵抗を受ける。これに伴い、巻立て鉄筋コンクリートの端部付近でせん断力が増加し、せん断力に対する最大照査値が発生する。

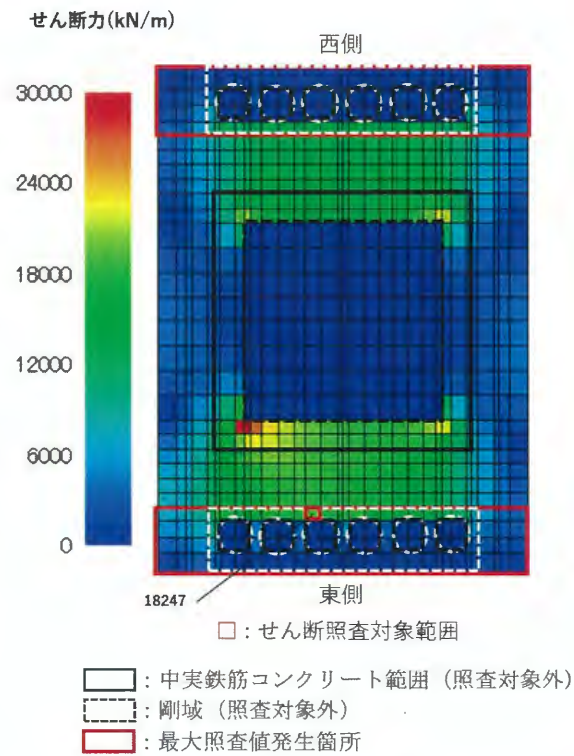


図 4.2-121 せん断力が最も厳しい断面力図
(重畳時：敷地に遡上する津波，北基礎，地盤バネ 5)

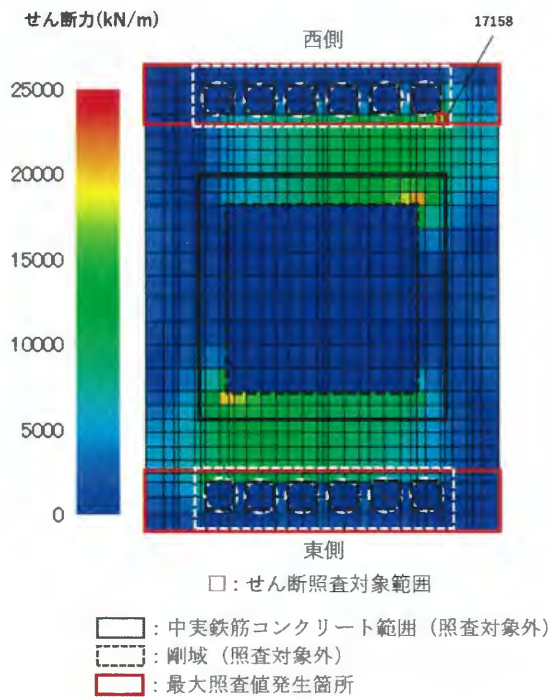


図 4.2-122 せん断力が最も厳しい断面力図
(重畳時：敷地に遡上する津波，南基礎，地盤バネ 5)

(3) 鋼製防護壁

重畳時（敷地に遡上する津波）においては、地盤バネ 3～5 のうち、工認設計モデルにおいて照査値が最大となる地盤バネ 5 に対して評価する。「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」における鋼製防護壁の照査結果を表 4.2-35 に示す。

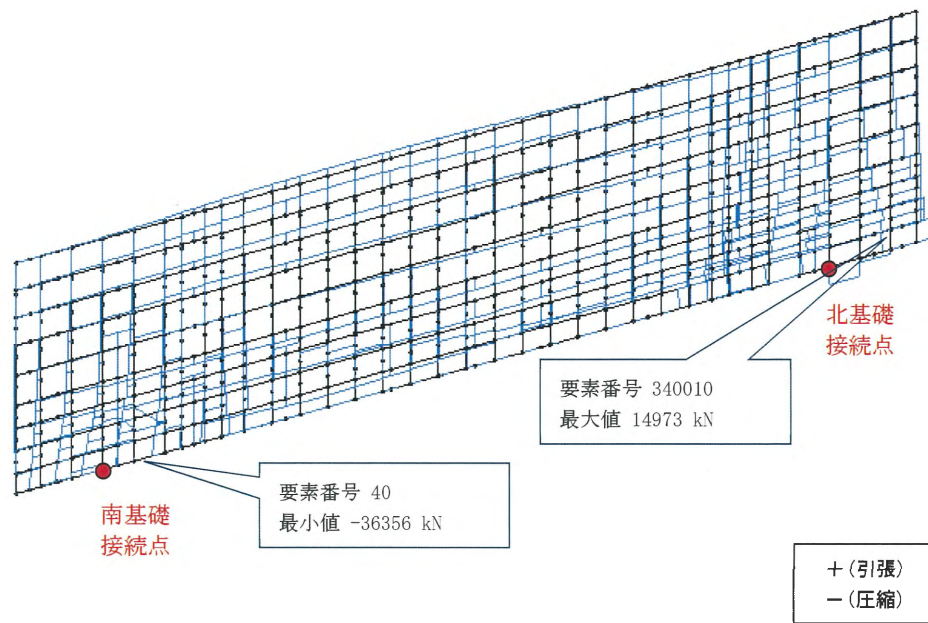
また、重畳時は、津波波圧の他に余震による慣性力、動水圧及び地盤の応答変位荷重が堤軸直交方向に作用する。一方、津波時は、津波波圧及び漂流物荷重が堤軸直交方向に作用する。これらの荷重については、「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4.9 評価条件」に示すとおりであり、地盤バネ 5 の動水圧の合力 46500 kN 及び水平方向の慣性力の合力 94774 kN に対して衝突荷重 1035 kN は小さい荷重である。したがって、鋼製防護壁及び鋼製防護壁基礎に対して重畳時の方が津波時よりも大きな荷重が作用するため、津波時に発生する鋼製防護壁・接合部の断面力は、重畳時の断面力に包絡されることから、耐津波評価については重畳時のみ行う。

表 4.2-35 工認設計モデルにおける鋼製防護壁の照査結果

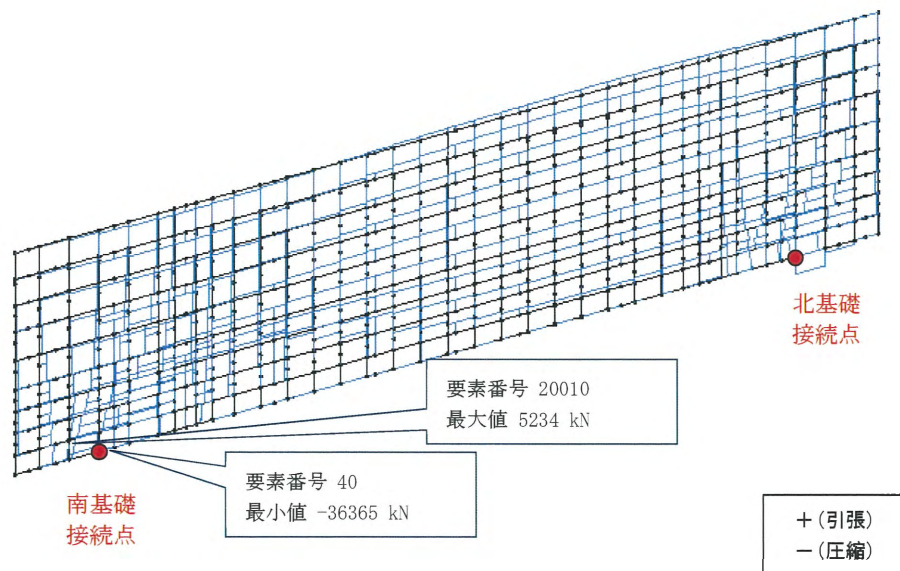
荷重	材質	照査項目	地盤バネ 3		地盤バネ 4		地盤バネ 5		許容限界
			発生 応力度	照査値	発生 応力度	照査値	発生 応力度	照査値	
重畳時（敷地に 遡上する津波）	SBHS700	直応力度 σ (N/mm ²)	298.2	0.43	316.7	0.46	324.6	0.47	697
	SBHS700	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	220.5	0.56	242.3	0.61	246.6	0.62	399.5
	SBHS700	合成応力度 k (－)	0.45	0.38	0.54	0.45	0.56	0.47	1.2
断面力図			—		—		○		

a. 最大断面力の比較

3次元静的フレーム解析によって算出された地盤バネ 5 の断面力図を図 4.2-123～図 4.2-128 に示す。

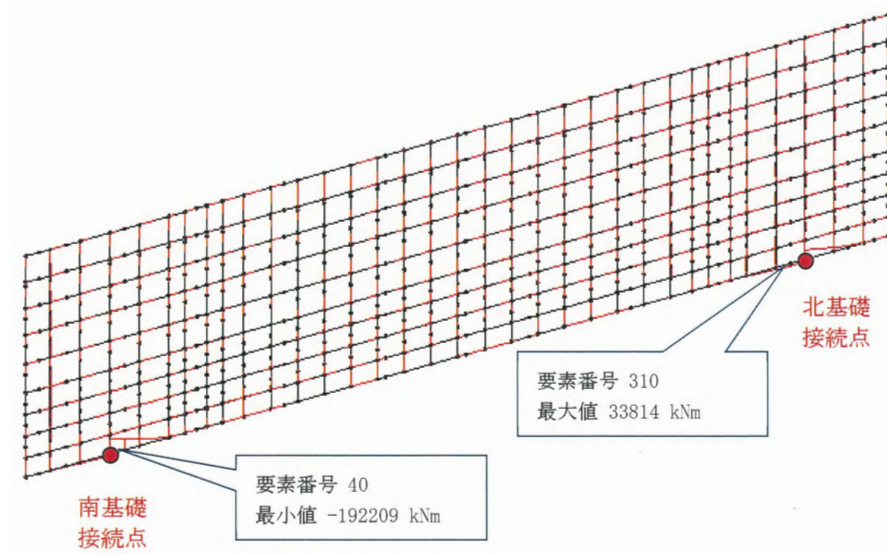


(工認設計モデル)

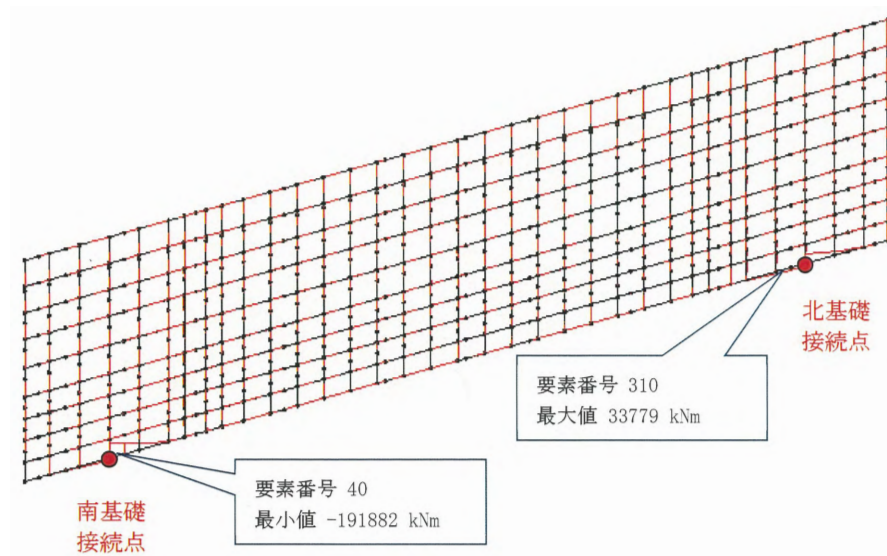


(残置影響評価モデル)

図 4.2-123 主部材の最大断面力分布図 (軸力)
(重畳時：敷地に遡上する津波 地盤バネ5)

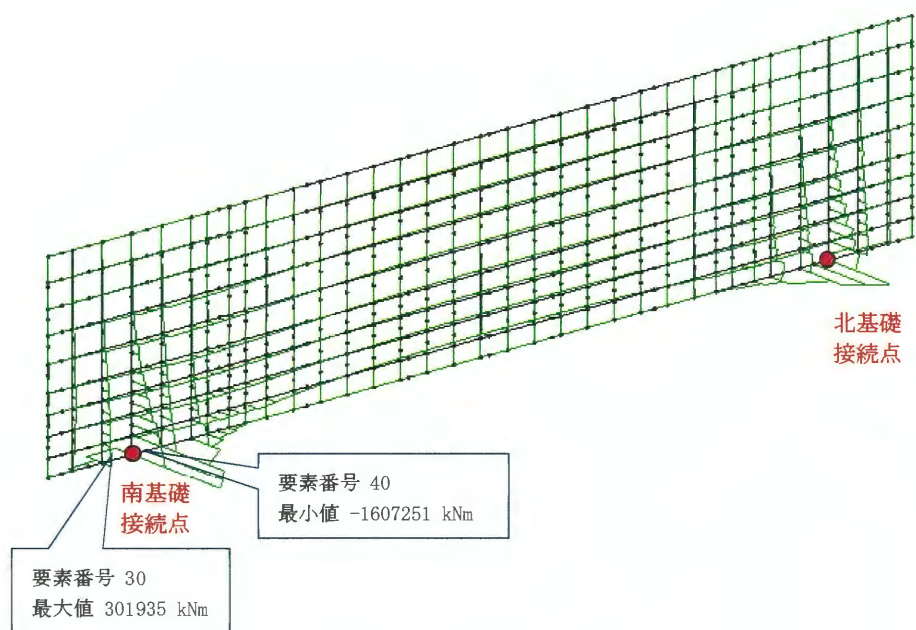


(工認設計モデル)

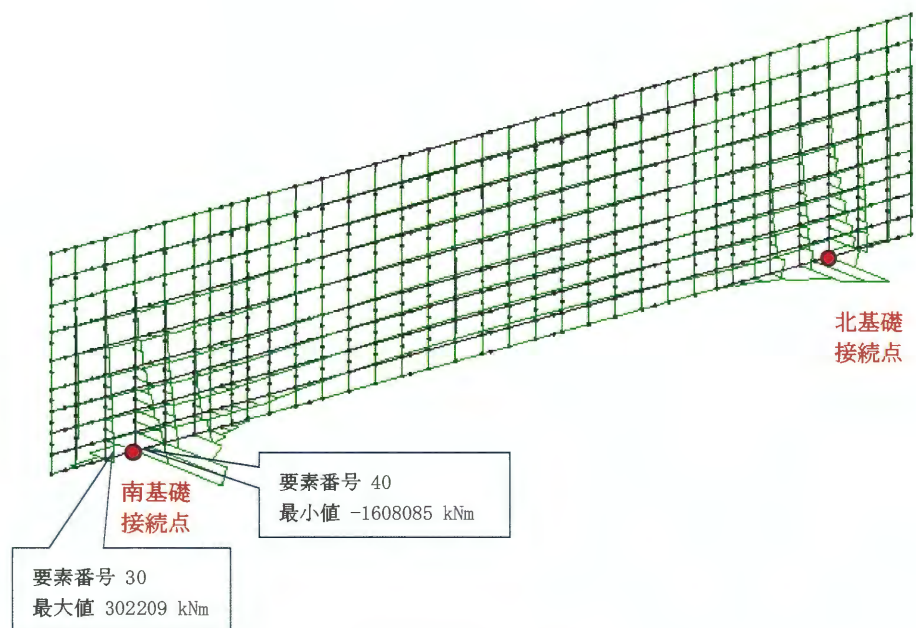


(残置影響評価モデル)

図 4.2-124 主部材の最大断面力分布図 (面内曲げモーメント)
(重畳時: 敷地に遡上する津波 地盤バネ 5)

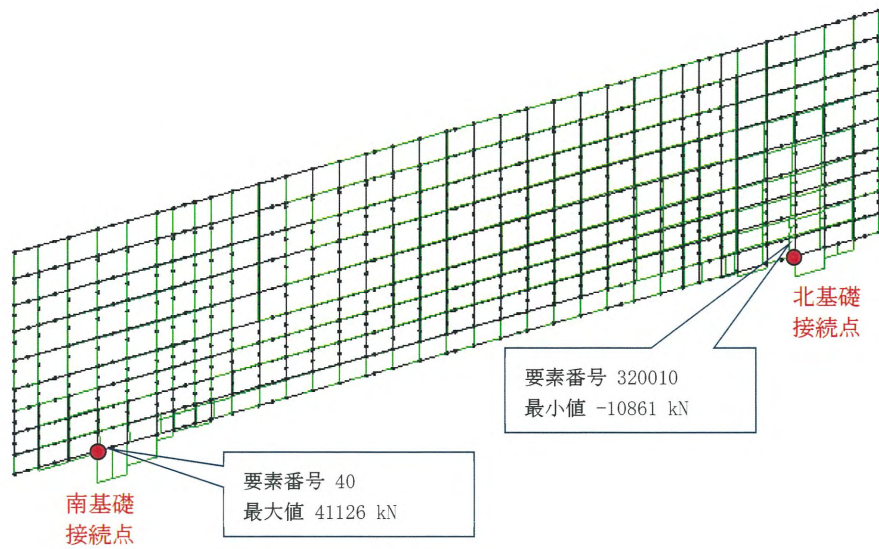


(工認設計モデル)

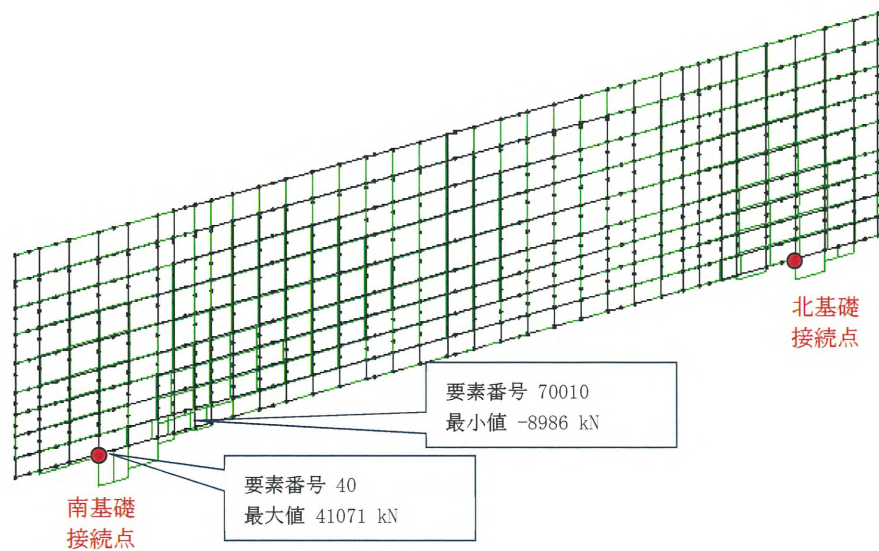


(残置影響評価モデル)

図 4.2-125 主部材の最大断面力分布図 (面外曲げモーメント)
(重畳時：敷地に遡上する津波 地盤バネ5)

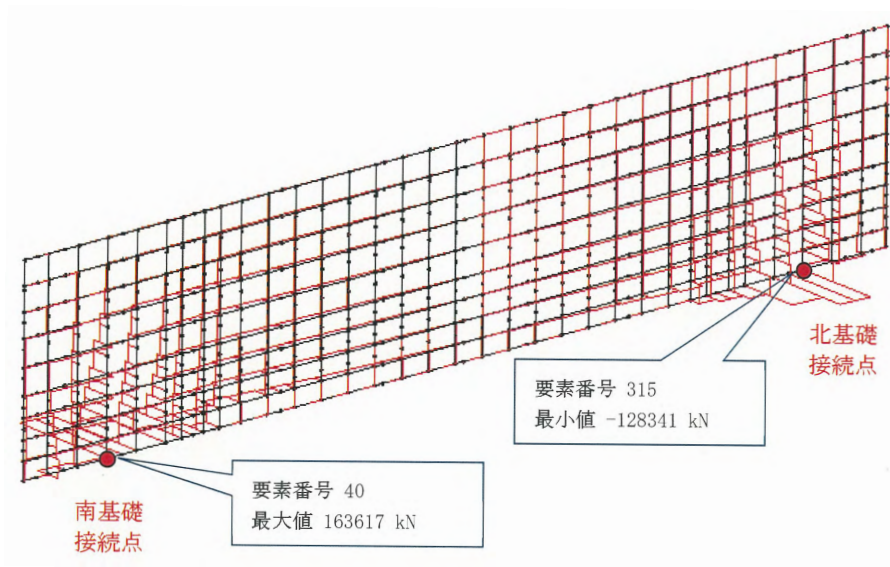


(工認設計モデル)

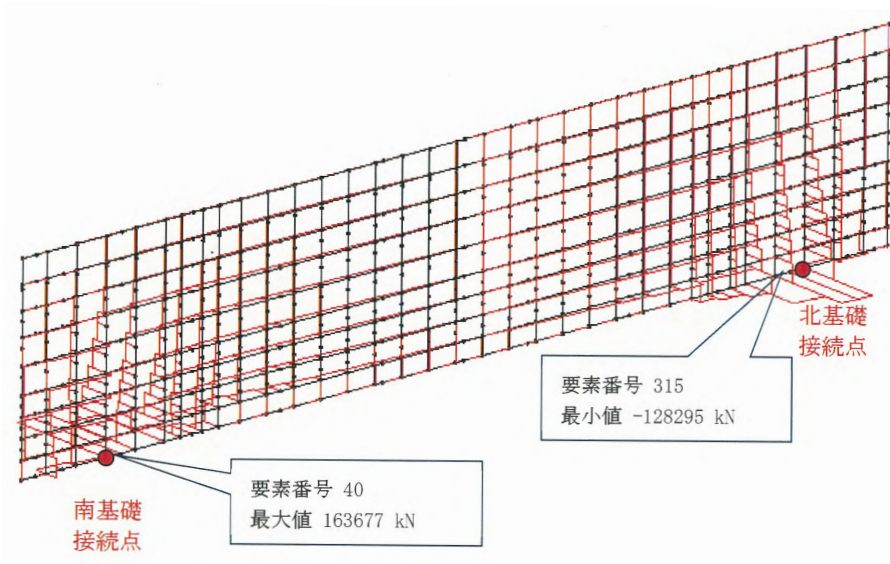


(残置影響評価モデル)

図 4.2-126 主部材の最大断面力分布図 (面内せん断力)
(重畳時：敷地に遡上する津波 地盤バネ5)

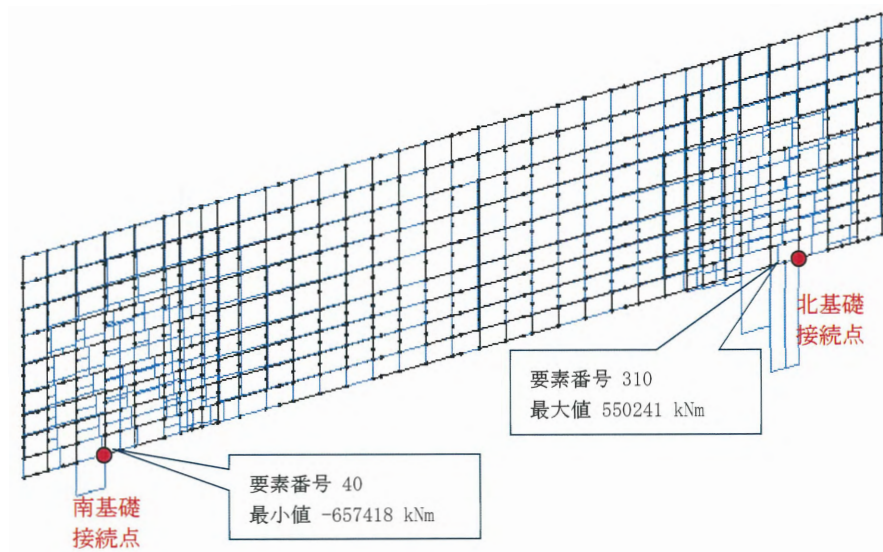


(工認設計モデル)

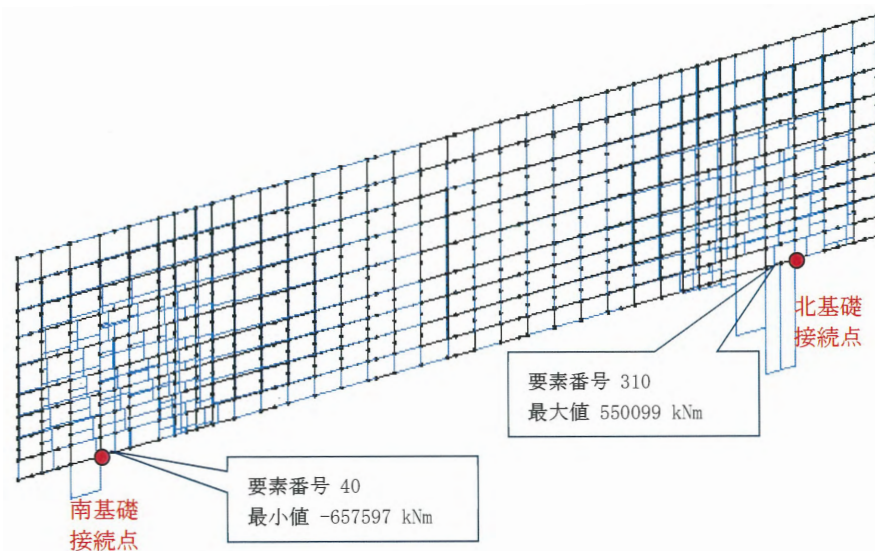


(残置影響評価モデル)

図 4.2-127 主部材の最大断面力分布図 (面外せん断力)
(重畳時：敷地に遡上する津波 地盤バネ 5)



(工認設計モデル)



(残置影響評価モデル)

図 4.2-128 主部材の最大断面力分布図 (ねじりモーメント)
(重畳時：敷地に遡上する津波 地盤バネ5)

b. 頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）において、鋼製防護壁の主部材の直応力度、せん断応力度及び合成応力度を算出し、許容値以下であることを確認する。3次元静的フレーム解析によって求められた断面力に基づき各応力度を算出する。直応力度は曲げ軸力から、せん断応力度はせん断力及びねじりモーメントから、合成応力度は、直応力度とせん断応力度の各々の照査値を二乗した和として算出する。

頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の照査結果を表 4.2-36 に、各成分の最大応力発生箇所を図 4.2-129 に示す。曲げ軸力による直応力度の算出イメージを図 4.2-130 に、せん断力によるせん断応力度の計算イメージを図 4.2-131 に示す。直応力度の最大照査値は 0.46 であり、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表の工認設計モデルの最大照査値 0.47 を下回る。以下、せん断応力度の最大照査値は 0.57 であり、工認設計モデルの最大照査値 0.62 を下回る。合成応力度の最大照査値は 0.40 であり、工認設計モデルの最大照査値 0.47 を下回る。したがって、残置影響評価モデルよりも工認設計モデルの方が保守的な評価結果になることを確認した。

なお、図 4.2-129 に示す最大応力度発生箇所は、鋼製防護壁の堤軸直交方向の幅が変化し始める起点付近の水平梁である。この位置の水平梁で最大応力度が発生しているのは、鋼製防護壁の堤軸直交方向のたわみ及び南北基礎天端の相対変位により水平梁の曲げモーメント及びせん断力が大きく発生するためである。残置影響評価モデルでは、地中連続壁部を考慮することにより工認設計モデルよりも鋼製防護壁基礎の剛性が大きいため、鋼製防護壁に対する鋼製防護壁基礎の拘束力が大きくなる。これに伴い、鋼製防護壁の堤軸直交方向のたわみ及び南北基礎天端の相対変位が抑制され、残置影響評価モデルの発生応力度及び照査値が工認設計モデルよりも小さくなる。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-36 頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の照査結果 (SBHS700)

地盤バネケース	材質	照査項目	発生応力度	許容限界	照査値
敷地に遡上する 津波時 (地盤バネ 5)	SBHS700	直応力度 σ (N/mm ²)	316.1	697	0.46
	SBHS700	せん断応力度 τ (N/mm ²)	227.0	399.5	0.57
	SBHS700	合成応力度 k (—)	0.47	1.2	0.40

注記 赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍の場合に、堤軸直交方向の慣性力及び動水圧と津波荷重の合力が最大になるため、この荷重による水平梁の支間部中央付近及び鉛直梁の上部の堤軸直交方向のたわみが大きくなる。このため、支柱部（基礎の直上）の下端（基礎との接合部）及び支柱部と支間部を繋ぐテーパー部付近の曲げモーメント及びせん断力が大きくなり、この断面力の発生状況に対応して最大照査値が発生している。各照査項目が最大となる要素における照査値を記載しているため、直応力度、せん断応力度及び合成応力度が最大となる要素は異なる場合がある。

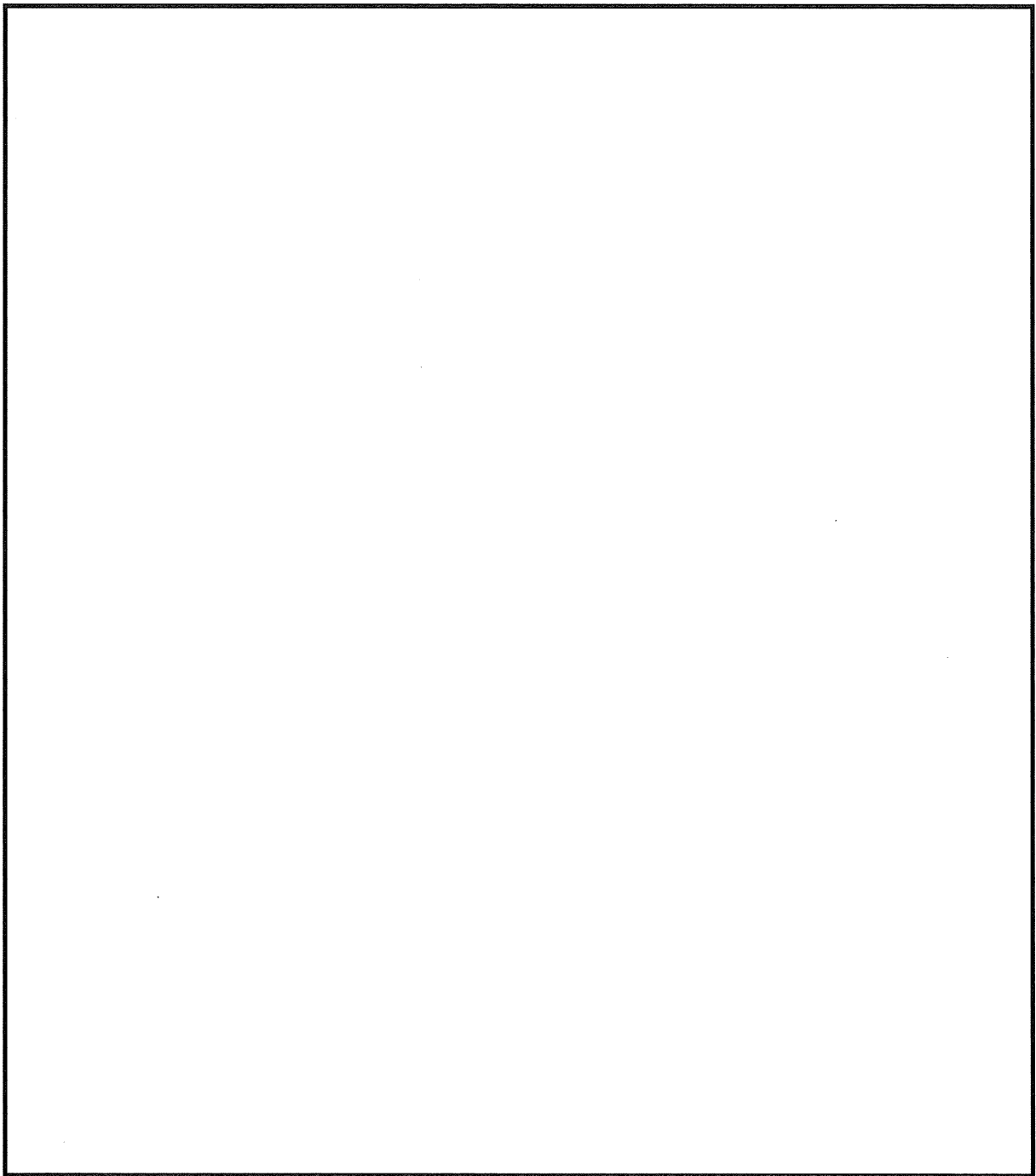
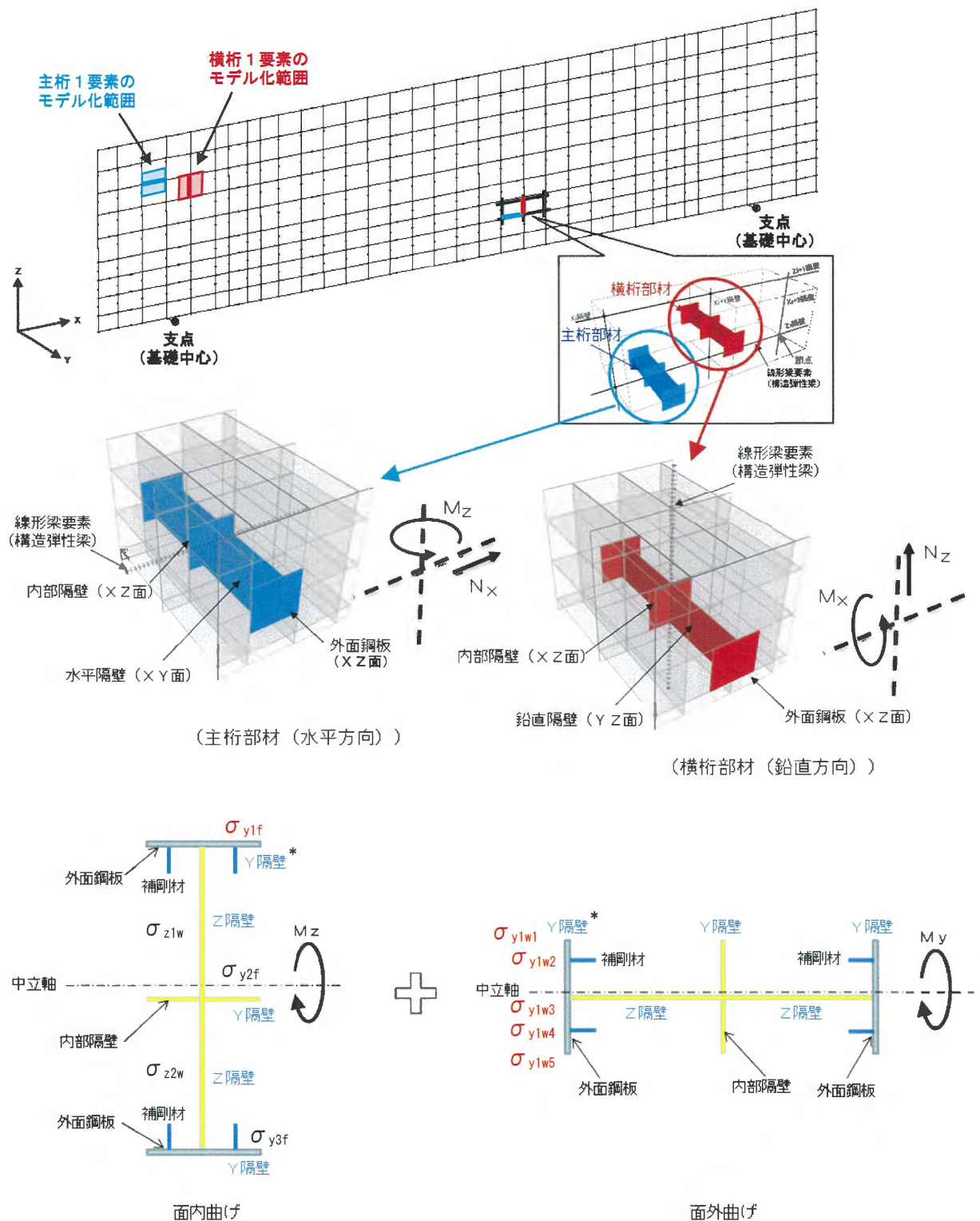


図 4.2-129 最大応力度発生箇所



* Y 隔壁の直応力最大値 = $\max (\sigma_{y1f} + \sigma_{y1w1}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w2}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w3}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w4}, \sigma_{y1f} + \sigma_{y1w5})$
主桁部材 (水平方向) の例

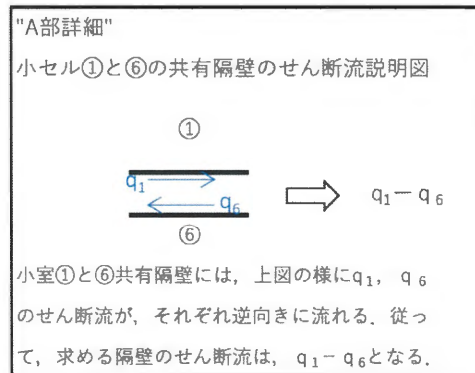
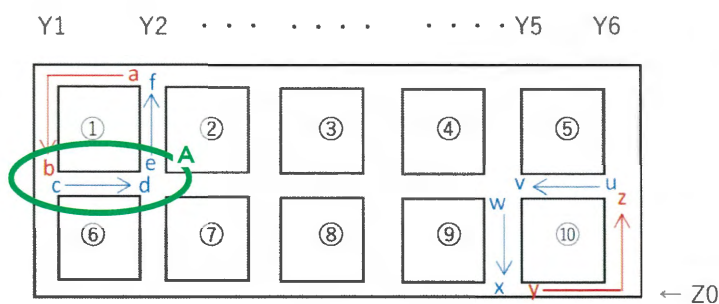
図 4.2-130 曲げ軸力による直応力度の算出イメージ

計算式	せん断応力度の分布図	備 考
$\tau = \frac{S}{A_w}$		
$\tau = \frac{SQ}{It}$		$\tau_{\max} = \frac{3S(BH^2 - bh^2)}{2(BH^3 - bh^3)(B - b)}$ ただし、 $b = b_1 + b_2$
せん断流理論 $\tau = \frac{S}{I \cdot t} \int ty ds$		I 形断面 $\tau_1 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$ $\tau_2 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_f}{t_w}$ $\tau_{\max} = \frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_f}{t_w} \right)$ 箱形断面 $\frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$ $\frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_f}{t_w}$ $\frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_f}{t_w} \right)$

図-解 11.2.1 セン断応力度の計算式

(せん断流理論に基づく I 型断面のせん断応力度の計算式)

「道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」



(せん断流理論に基づくねじりモーメントに対するせん断応力度の計算イメージ)

「構造部材のねじり解析 (高岡宣善, 共立出版株式会社, 昭和 50 年 9 月)」

図 4.2-131 セン断力によるせん断応力度の計算イメージ

(4) 接合部

a. 強度評価に用いる断面力

接合部の強度評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の3次元静的フレーム解析結果から抽出する。断面力の概念図を図4.2-132に示す。

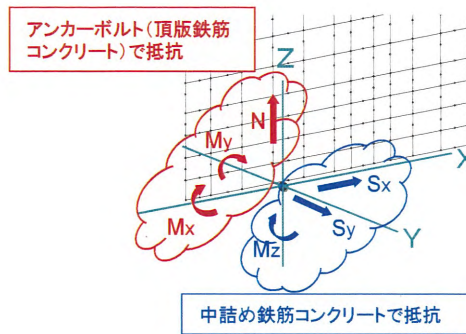


図 4.2-132 断面力の概念図

b. アンカーボルトに対する評価結果

アンカーボルトの設計荷重は、3次元静的フレーム解析に基づき算出される接合部の断面力とする。

重畳時（敷地に遡上する津波）において、アンカーボルトの評価結果を表 4.2-37 に示す。アンカーボルトの評価では、発生引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。引張応力度は、堤軸方向（南北基礎ともに①-①断面）、堤軸直交方向（北基礎②-②断面、南基礎③-③断面）に対して算出する。

アンカーボルトの引張応力度に対する照査を行った結果、表 4.2-37 に示すとおり発生引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、照査値は、津波荷重が卓越する堤軸直交方向の方が堤軸方向よりも大きく、最大照査値は南基礎③-③断面の 0.59 である。この照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表の工認設計モデルの最大照査値 0.61 よりも若干小さい。したがって、残置影響評価モデルよりも工認設計モデルの方が保守的な照査結果になることを確認した。残置影響評価モデルの照査値と工認設計モデルの照査値の差が小さいのは、両モデルにおける接合部で発生する断面力に大きな差がなかったためである。したがって、鋼製防護壁に作用する津波荷重、動水圧及び慣性力が接合部を介して鋼製防護壁基礎へ伝達される過程においては、地中連続壁部を考慮することによる鋼製防護壁基礎の剛性増加が接合部の照査値へ与える影響は小さいことを確認した。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、アンカーボルトの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-37 アンカーボルトの照査結果（残置影響評価モデル）

基礎	断面	地盤バネ	断面力		アンカーボルトの照査結果		
					引張応力度 (N/mm ²)		照査値*
			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	発生 応力度	短期許容 応力度	
北基礎	堤軸方向 (①-①断面)	地盤バネ 5	-581477	-38364	-100.6	355.0	0.29
	堤軸直交方向 (②-②断面)	地盤バネ 3	1336397	50417	194.4	355.0	0.55
南基礎	堤軸方向 (①-①断面)	地盤バネ 5	97800	37438	15.3	355.0	0.05
	堤軸直交方向 (③-③断面)	地盤バネ 5	1411746	-47540	209.4	355.0	0.59

注記 *：3次元静的フレーム解析から算出される断面力を各方向に分解して評価する。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。アンカーボルトの引張応力度照査においては、堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になる堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍に津波荷重を重ね合わせた場合が、アンカーボルトの引張応力度に対して最も厳しい条件になる。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍の場合には軸圧縮力が低減するため、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍と併せて最も厳しい組合せになる。したがって、上記の組合せケースで最大照査値が発生する。

c. ベースプレートに対する評価結果

ベースプレートは、3次元静的フレーム解析に基づき算出されるアンカーボルトに発生する断面力を用いて軸方向圧縮応力度、曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力度を算定する。

重畳時（敷地に遡上する津波）において、ベースプレートの評価結果を表 4.2-38 に、ベースプレートの概念図及び計算式を図 4.2-133 に示す。ベースプレートの評価では、ベースプレートに発生する軸方向圧縮応力度、曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力度の4種類の発生応力度が、許容限界以下であることを確認する。

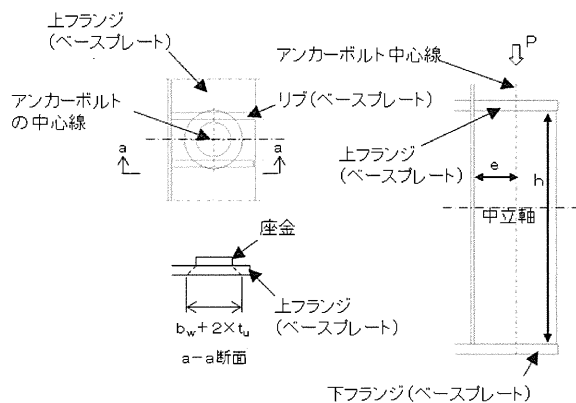
ベースプレートの発生応力度に対する照査を行った結果、4種類の発生応力が全て許容限界以下であることを確認した。なお、各応力度の最大照査値は、堤軸直交方向断面の照査値であり、北基礎の最大照査値は軸圧縮応力度の0.34（地盤バネ3）、南基礎の最大照査値は軸圧縮応力度の0.36（地盤バネ5）である。これらの照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表の工認設計モデルの照査値（北基礎の最大照査値0.33、南基礎の最大照査値0.37）と同等である。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、ベースプレートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-38 ベースプレートの評価結果

基礎	断面	地盤バネ	照査項目	発生値	許容限界	照査値
北基礎	堤軸直交方向	地盤バネ3	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	150.7	450	0.34
			曲げ応力度 (N/mm ²)	42.5	355	0.12
			せん断応力度 (N/mm ²)	35.8	260	0.14
			合成応力度	0.031	1.2	0.03
南基礎	堤軸直交方向	地盤バネ5	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	160.8	450	0.36
			曲げ応力度 (N/mm ²)	45.3	355	0.13
			せん断力応力度 (N/mm ²)	38.2	260	0.15
			合成応力度	0.035	1.2	0.03

注記 赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き0.4倍、堤軸直交方向：西向き1.0倍、鉛直方向：下向き0.4倍である。ベースプレートの照査においては、堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になる堤軸直交方向の組合せ係数1.0倍に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。したがって、堤軸直交方向の組合せ係数1.0倍の組合せケースにおいて最大照査値が発生する。



$$\sigma_b = P / (2 \times (b_w + 2 \times t_u) \times t_r)$$

$$M = P \times e$$

$$\sigma = M \times y / I$$

$$\sigma_w = M \times (y - t_u) / I$$

$$\tau = P / (2 \times h \times t_r)$$

$$F = (\sigma_w / \sigma_{ws})^2 + (\tau / \tau_s)^2$$

ここで、

σ_b : 軸圧縮応力度 (N/mm²)

M : フランジ (ベースプレート) に作用する曲げモーメント (N・mm)

σ : 曲げ応力度 (N/mm²) (フランジ)

σ_w : 曲げ応力度 (N/mm²) (リブ)

τ : せん断応力度 (N/mm²)

F : 合成応力度

P : 軸力 (N)

I : ベースプレートの断面2次モーメント (1767108 mm⁴)

b_w : リブ (ベースプレート) と座金との接触長 (210 mm)

t_u : 上フランジ (ベースプレート) 板厚 (SM490Y) (60 mm)

t_r : リブ (ベースプレート) の板厚 (SM570) (40 mm)

h : 腹板高 (1390 mm)

y : 中立軸からフランジ (ベースプレート) 外縁までの距離 (755 mm)

e : 脚柱外面からアンカーボルト中心までの距離 (堤軸方向: 300 mm, 堤軸直交方向: 250 mm)

σ_s : 短期許容応力度 (N/mm²) (フランジ)

σ_{ws} : 短期許容応力度 (N/mm²) (リブ)

τ_s : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)

図 4.2-133 ベースプレートの概念図及び計算式

d. アンカーボルトのコーンせん断に対する評価結果

アンカーボルトの定着部のコンクリートのコーンせん断応力に対する評価における設計荷重は、鋼製防護壁における 3 次元静的フレーム解析に基づき算出されるアンカーボルト 1 本当たりの軸力とする。また、コーンせん断面の有効水平投影面積には、アンカーボルト同士が近接する場合を考慮する。

アンカーボルトの定着部のコーンせん断の評価では、定着部のコーンせん断応力度が短期許容コーンせん断応力度以下であることを確認する。短期許容コーンせん断応力度は、コンクリート強度により決定する短期許容コーンせん断応力度と補強鉄筋による短期許容コーンせん断応力度の増分の和として算出する。コーンせん断面の有効水平投影面積を図 4.2-134 に、コーンせん断の概念図及び計算式を図 4.2-135 に、補強鉄筋範囲の概念図及び計算式を図 4.2-136 に示す。図 4.2-135 に示すとおり、定着部のコーンせん断応力度の深度分布を算出し、コンクリートの短期許容コーンせん断応力度を超過する場合は、補強鉄筋を考慮した短期許容コーンせん断応力度の増分から必要となる鉄筋量を算定する。

重畳時（敷地に遡上する津波）において、アンカーボルトの定着部のコーンせん断応力に対する評価結果を表 4.2-39 に示す。アンカーボルトの定着部のコーンせん断の評価では、定着部のコーンせん断応力度が短期許容コーンせん断応力度以下であることを確認する。短期許容コーンせん断応力度は、コンクリート強度により決定する短期許容コーンせん断応力度と補強鉄筋による短期許容コーンせん断応力度の増分の和である。コーンせん断に対する補強鉄筋の配置鉄筋量は 1 m^2 当たり 3378 mm^2 であり、D25 の鉄筋 2 本を鉄筋間隔 300 mm で配置する。

アンカーボルトのコーンせん断の発生応力度に対する照査を行った結果、アンカーボルトの定着部のコーンせん断応力度が短期許容コーンせん断応力度以下であることを確認した。最大照査値は、地盤バネ 3 において北基礎が 0.72、地盤バネ 5 において南基礎が 0.73 である。これらの照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す評価結果総括表の工認設計モデルの最大照査値（北基礎の最大照査値 0.71、南基礎の最大照査値 0.74）と同等である。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、アンカーボルトのコーンせん断に対する発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-39 アンカーボルトのコーンせん断に対する照査結果

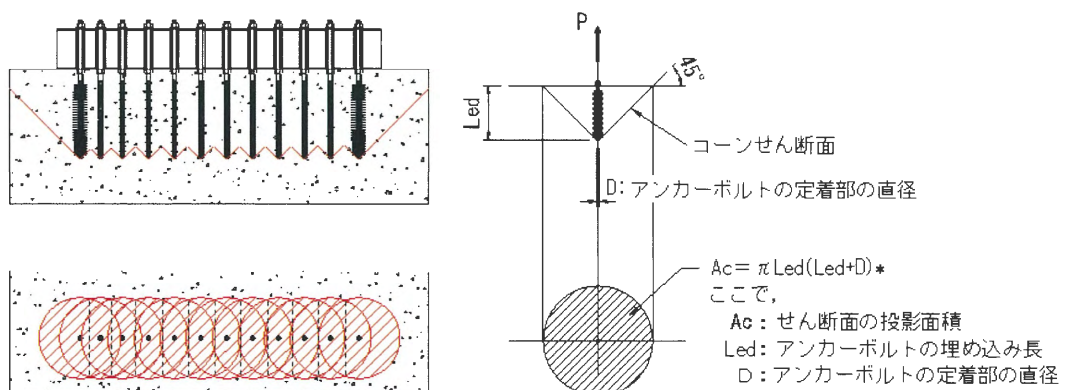
基礎	地盤 バネ	定着部の コーンせん断 応力度 τ_{coa} (N/mm ²)	① コンクリート強度で 決まる 短期許容コーン せん断応力度 τ_{coal} (N/mm ²)	② 補強鉄筋に よる 短期許容コーン せん断応力度の増 分 $\Delta\tau_{cos} = \tau_{coa} -$ $1/2 \times \tau_{coal}$ (N/mm ²)	①+② 短期許容コーン せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
北基礎	地盤 バネ 3	1.028	0.825	0.615	1.440	0.72
南基礎	地盤 バネ 5	1.106	0.825	0.693	1.518	0.73

注記 赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になる堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍に津波荷重を重ね合わせた場合が、アンカーボルトのコーンせん断に対して最も厳しい荷重条件になる。したがって、この組合せケースにおいて、堤軸直交方向の荷重によりアンカーボルトのコーンせん断に対する最大照査値が発生する。

(コーンせん断に対する補強のために配置する鉄筋量)

基礎	②の補強に 必要となる鉄筋量 (mm ² /m ²)	鉄筋仕様 2-D25@300 (mm ² /m ²)
南基礎	1751	3378
北基礎	2505	3378

注記 鉄筋仕様の表記：本数-異形鉄筋径@水平間隔 mm



* 近接するアンカーボルトの投影面積が重なる場合は、重なる部分を均等にそれぞれのアンカーボルトに振り分ける。

図 4.2-134 アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積

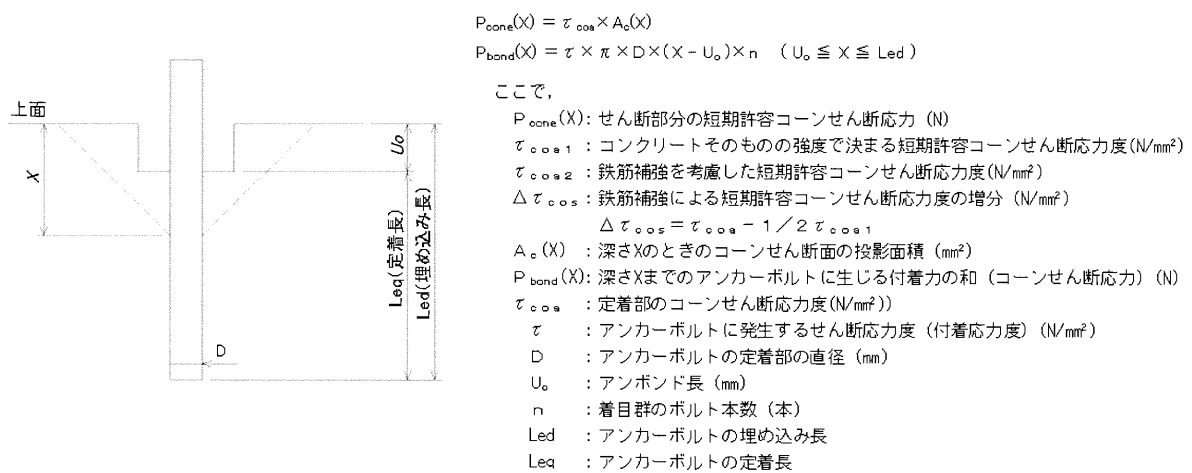


図 4.2-135 コーンせん断の概念図及び計算式

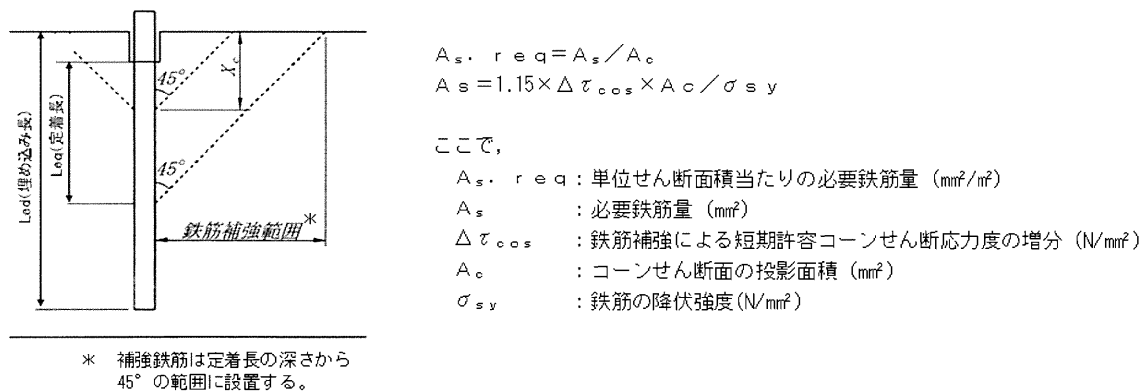


図 4.2-136 補強鉄筋範囲の概念図及び計算式

e. 中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果

中詰め鉄筋コンクリートの設計荷重は、3次元静的フレーム解析に基づき算出される接合部の断面力とする。

中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果を表 4.2-40 に、せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図を図 4.2-137 に示す。中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価では、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。また、せん断力の照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向断面ごとに行う。

中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価を行った結果、発生せん断力が短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。最大照査値は、南北基礎ともに津波荷重が卓越する堤軸直交方向断面の照査値であり、北基礎の最大照査値が 0.82 (地盤バネ 3)、南基礎の最大照査値が 0.87 (地盤バネ 5) である。これらの最大照査値は、表 4.2-1 ~ 表 4.2-4 に示す評価結果総括表の工認設計モデルの最大照査値 (北基礎の最大照査値 0.79, 南基礎の最大照査値 0.89) と同等である。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、中詰め鉄筋コンクリートの発生水平せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-40 中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する照査結果

基礎	鉄筋仕様	地盤バネ	作用方向	発生せん断力 (kN)	短期許容せん断力 (kN)	照査値
北基礎	14 本-D35@200 (SD390)	地盤バネ 4	堤軸方向	53763	252547	0.22
		地盤バネ 3	堤軸直交方向	205261	252547	0.82
南基礎	14 本-D35@200 (SD390)	地盤バネ 5	堤軸方向	79762	252547	0.32
			堤軸直交方向	218542	252547	0.87

注記 鉄筋仕様に示す 14 本-D35@200 は、中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対するせん断補強鉄筋の配置鉄筋量である。同一水平面上に異形棒鋼 D35 を 14 本配置し、せん断補強鉄筋の鉛直間隔を 200 mm で配置する。括弧内の SD390 は鉄筋の材質を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。この荷重条件から堤軸直交方向のせん断力が堤軸方向のせん断力よりも大きくなるのは明確であり、これに伴い堤軸直交方向のせん断力に対する照査値が最大 (0.82) になる。また、北基礎は地盤の剛性及び強度が大きい地盤バネ 3 で最大照査値が発生している。これは、地盤バネによる基礎の拘束が大きいほど、接合部のせん断力が厳しくなるためである。一方、南基礎は地盤の剛性及び強度の低い地盤バネ 5 で最大照査値が発生している。これは、堤軸方向の荷重とともに北基礎が南基礎よりも堤軸直交方向の変位が大きくなることによるもので、相対変位の増加により南基礎の荷重負担が北基礎よりも大きくなるためである。

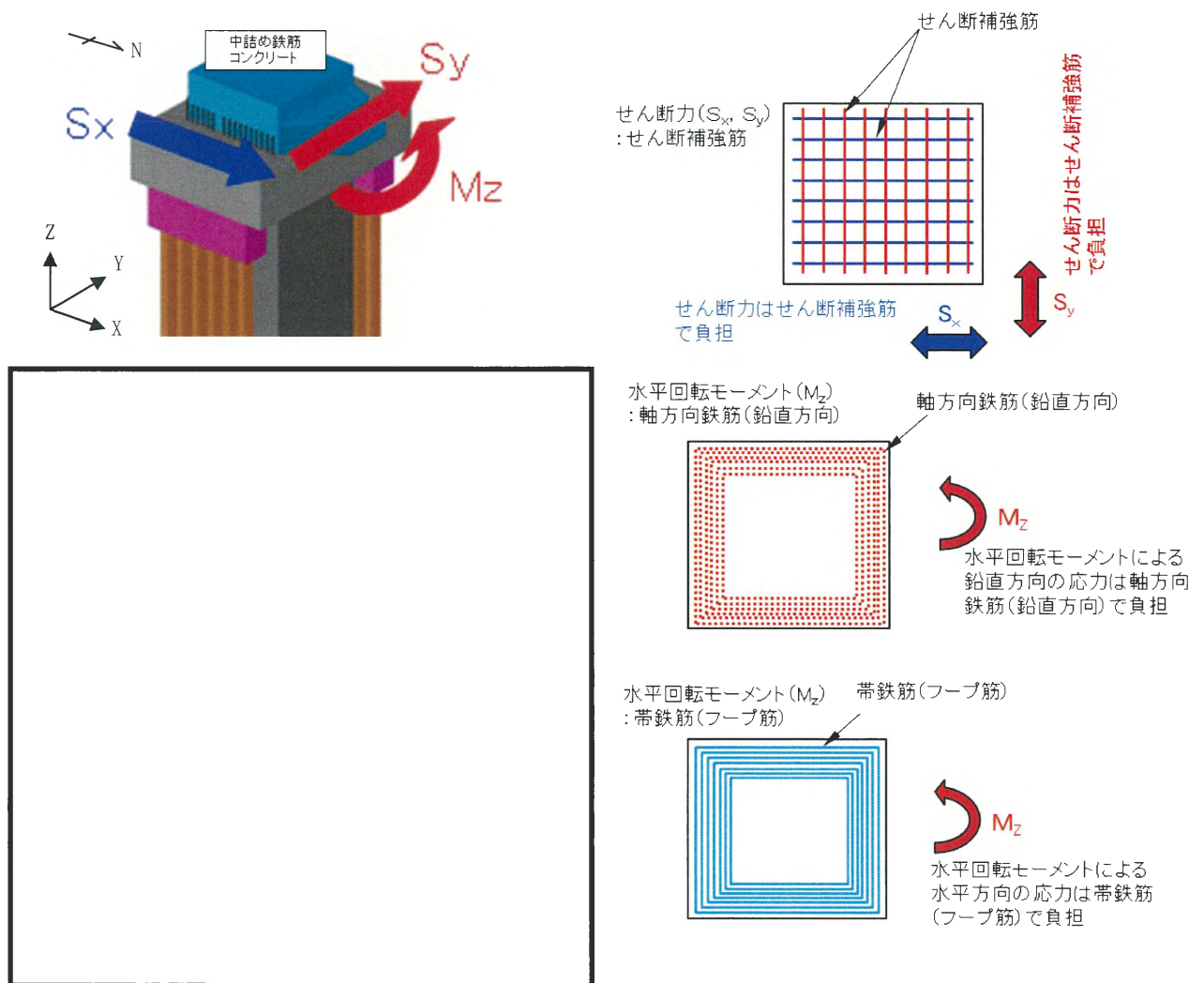


図 4.2-137 せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図

f. 中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果

中詰め鉄筋コンクリートの設計荷重は、3次元静的フレーム解析に基づき算出される接合部の断面力とする。

中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果を表 4.2-41 に示し、せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図を図 4.2-137 に示す。中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価では、水平回転により横方向鉄筋（水平方向）及び軸方向鉄筋（鉛直方向）に発生する応力度が、短期許容応力度以下であることを確認する。配置鉄筋は、材質 SD490 の D38 鉄筋を鉛直方向の鉄筋間隔 200 mm で 7 本配置した横方向鉄筋（水平方向）と、材質 SD490 の D51 鉄筋を水平方向の鉄筋間隔 150 mm の 7 段配置した軸方向鉄筋（鉛直方向）で構成する。

中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価を行った結果、横方向鉄筋（水平方向）及び軸方向鉄筋（鉛直方向）の発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。最大照査値は、北基礎の横方向鉄筋（水平方向）の最大照査値が 0.53（地盤バネ 3）、軸方向鉄筋（鉛直方向）の最大照査値が 0.31（地盤バネ 3）である。南基礎の横方向鉄筋（水平方向）の最大照査値は 0.68（地盤バネ 5）、軸方向鉄筋（鉛直方向）の最大照査値は 0.39（地盤バネ 5）である。これらの最大照査値は、表 4.2-1～表 4.2-4 に示す。評価結果総括表の工認設計モデルの最大照査値（北基礎の横方向鉄筋（水平方向）の最大照査値 0.43 及び軸方向鉄筋（鉛直方向）の最大照査値 0.25、南基礎の横方向鉄筋（水平方向）の最大照査値 0.70 及び軸方向鉄筋（鉛直方向）の最大照査値 0.40）と同等である。

以上のことから、地中連続壁部の残置を考慮しても、中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントによる発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2-41 中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する照査結果

基礎	地盤バネ	設計 水平 回転 モーメント M_z ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	横方向鉄筋（水平方向）				軸方向鉄筋（鉛直方向）			
			鉄筋仕様	発生 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照 査 値	鉄筋仕様	発生 応力度 (N/mm^2)	短期許容 応力度 (N/mm^2)	照 査 値
北基礎	地盤バネ 3	1660915	7 本-D38@200 (SD490)	250.1	478.5	0.53	D51@150-7 段 (SD490)	143.9	478.5	0.31
南基礎	地盤バネ 5	2143026	7 本-D38@200 (SD490)	322.7	478.5	0.68	D51@150-7 段 (SD490)	185.6	478.5	0.39

注記 横方向鉄筋（水平方向）の鉄筋仕様に示す 7 本-D38@200 は、中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する横方向鉄筋（水平方向）の配置鉄筋量である。同一水平面上に異形棒鋼 D38 をフープ状に 7 本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔を 200 mm で配置する。括弧内の SD490 は鉄筋の材質を示す。

軸方向鉄筋（鉛直方向）の鉄筋仕様に示す D51@150-7 段は、中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する軸方向鉄筋（鉛直方向）の配置鉄筋量である。異形棒鋼 D51 を水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置し、中詰め鉄筋コンクリートの中心に向かって 7 段で配置する。括弧内の SD490 は鉄筋の材質を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。南基礎は、剛性及び強度が低い地盤バネ 5 において、水平回転モーメントに対する照査結果が最大になる。地盤バネ 5 においては、基礎の拘束が小さいため、南北基礎の堤軸直交方向の相対変位が大きく（南基礎に比して北基礎の変位が大きく）なる。このため、南基礎は、鋼製防護壁に作用する荷重（津波荷重、慣性力及び動水圧）と併せて相対変位による水平回転モーメントが大きくなり、水平回転モーメントに対する照査結果が最大になる。

g. 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の接合部に対する評価結果

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻とは、鋼殻側にずれ止めのためのスタッドを配置し一体化する。

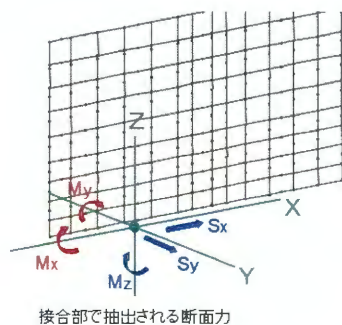
3次元静的フレーム解析から、南北基礎の支点において着目する断面力成分が絶対値最大となる時刻における断面力の組合せを抽出し、南北方向及び東西方向に配置される鋼板及び隔壁に必要なスタッド量を算定する。なお、水平方向のせん断力に加えて、モーメントによる偶力についても考慮する。これらの断面力の組合せのうち、合計スタッド量が最大となる断面力の組合せに基づき、配置するスタッド間隔を決定する。

評価結果を表 4.2-42 に、スタッド量の算定方法を図 4.2-138 に、スタッドの仕様及び配置図を図 4.2-139 に示す。表 4.2-42 に示す必要スタッド量は、地盤バネ 5 の断面力に基づき算出されたものであり、スタッドの配置間隔が最も密になった算出結果（南北面の配置間隔 119 mm×119 mm）である。これに対し、設定したスタッドの配置間隔は 100 mm×100 mm であるため、発生断面力により算出される必要スタッド量以上のスタッドを配置できていることを確認した。なお、スタッドは外面鋼板の内面及び水平隔壁の下面、鉛直隔壁の両面に 100×100mm 間隔で配置する。

表 4.2-42 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の一体化のためのスタッドの検討結果

部位	面外 せん断力 S_y (kN)	面内 せん断力 S_x (kN)	水平回転 モーメント M_z (kN・m)	面外回転 モーメント M_x (kN・m)	面内回転 モーメント M_y (kN・m)	必要 スタッド量 (配置間隔)	配置可能 スタッド量 (配置間隔)
南北面	218542	33119	2141799	1427186	-206770	119 mm ×119 mm	100 mm ×100 mm
東西面	161543	42204	-1342438	1112759	870401	157 mm ×157 mm	

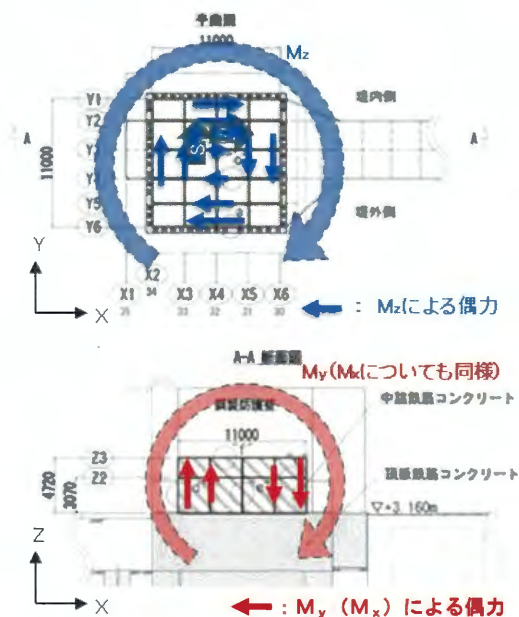
注記 赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向の組合せ係数が西向き 1.0 倍で堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になり、これに津波荷重が重ね合わせられる場合に最大照査値が発生する。



- ・ 3次元静的フレーム解析から、各断面力成分が最大となる断面力を抽出する。
- ・ これらを組み合わせて、南北方向及び東西方向に配置される鋼板及び隔壁の必要スタッド量を算定する。
- ・ これらの断面力の組合せのうち、スタッド量が最大となる断面力の組合せに基づき、配置するスタッド量を決定する。

(スタッドを配置する隔壁)

断面力	種別	隔壁方向
M_x	偶力	東西面
M_y	偶力	南北面
M_z	偶力	東西・南北面
S_x	水平力	南北面・水平面
S_y	水平力	東西面・水平面



スタッドの短期許容せん断力

(道路橋示方書(Ⅱ鋼橋編)・同解説(日本道路協会, 平成14年3月))

$$Q_a = 9.4d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

Q_a : スタッドの短期許容せん断力 (N/本)

d : スタッドの軸径 (mm)

H : スタッドの全高, 150 mm 程度を標準とする (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (=50 N/mm²)

図 4.2-138 スタッド量の算定方法

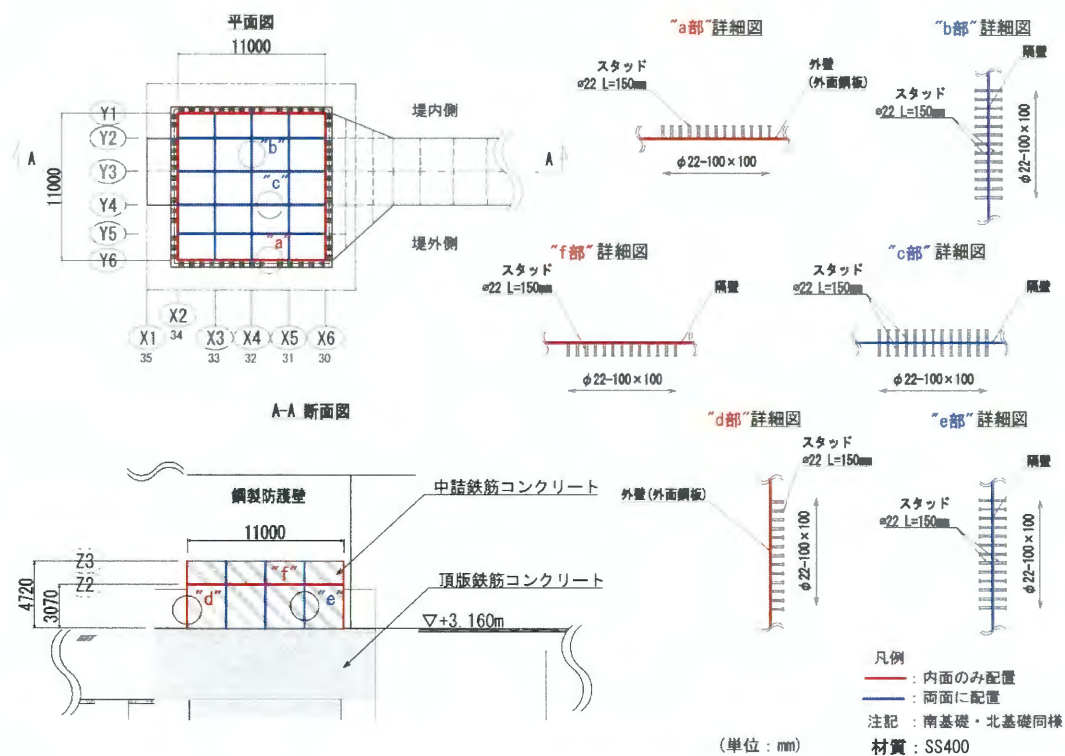


図 4.2-139 スタッドの仕様及び配置図

(5) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価は、重畳時の2次元有効応力解析から算出される基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

中実鉄筋コンクリート底面における評価結果を表 4.2-44 及び表 4.2-45 に、基礎地盤における接地圧分布を図 4.2-141～図 4.2-164 に示す。支持性能に対する評価は、地中連続壁部を構造として考慮しない評価とするため、解析で算出された地中連続壁部と中実鉄筋コンクリートを合わせた幅 15.5 m に対する接地圧を中実鉄筋コンクリートの幅 10.7 m に換算した値を示している。

鋼管杭下端においては、評価位置図を図 4.2-140 に、群杭効果を考慮した評価結果を表 4.2-46 及び表 4.2-47 に示す。

中実鉄筋コンクリート底面における最大接地圧は、南基礎において基準津波の地盤ケース⑤で 1989 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 5991 kN/m^2 以下である。また、北基礎においては基準津波の地盤ケース③で 2869 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 6116 kN/m^2 以下である。

鋼管杭下端における最大接地圧は、南基礎において、敷地に遡上する津波の地盤ケース③で 3277 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 5039 kN/m^2 以下である。また、北基礎においては、敷地に遡上する津波の地盤ケース③で 4657 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 5092 kN/m^2 以下である。なお、鋼管杭の極限支持力度は仮想ケーソン基礎と見なして設定するのは「2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明」の「4.8.3 (2) d. 基礎地盤の支持性能」と同じである。鋼管杭の極限支持力度の算出方法を表 4.2-43 に示す。

中実鉄筋コンクリートの接地圧は、基準津波との重畳時に最大となる一方で、鋼管杭の接地圧は敷地に遡上する津波との重畳時に最大となっており、津波荷重による基礎の回転変位の影響が確認できる。また、最大接地圧は中実鉄筋コンクリート、鋼管杭ともに西側で最大となっており、余震の影響に比べて津波荷重の影響が大きいことが分かる。

中実鉄筋コンクリートの接地圧については、地中連続壁部を考慮して算出した接地圧を中実鉄筋コンクリートのみで負担する保守的な評価を行うため、南北基礎ともに残置影響評価モデルの接地圧が工認設計モデルよりも大きくなる。一方、鋼管杭の接地圧については、南基礎は地中連続壁部の考慮により鋼管杭の荷重負担が軽減し、残置影響評価モデルの接地圧が工認設計モデルよりも小さくなる。北基礎は、地盤抵抗が南基礎に比べて小さいため、荷重が最大になる重畳時（敷地に遡上する津波）には地中連続壁部の重量も作用することで北基礎の変位が増大する。このため、残置影響評価モデルの接地圧が工認設計モデルよりも大きくなる。

以上のことから、鋼製防護壁の基礎地盤は支持性能を有することを確認した。

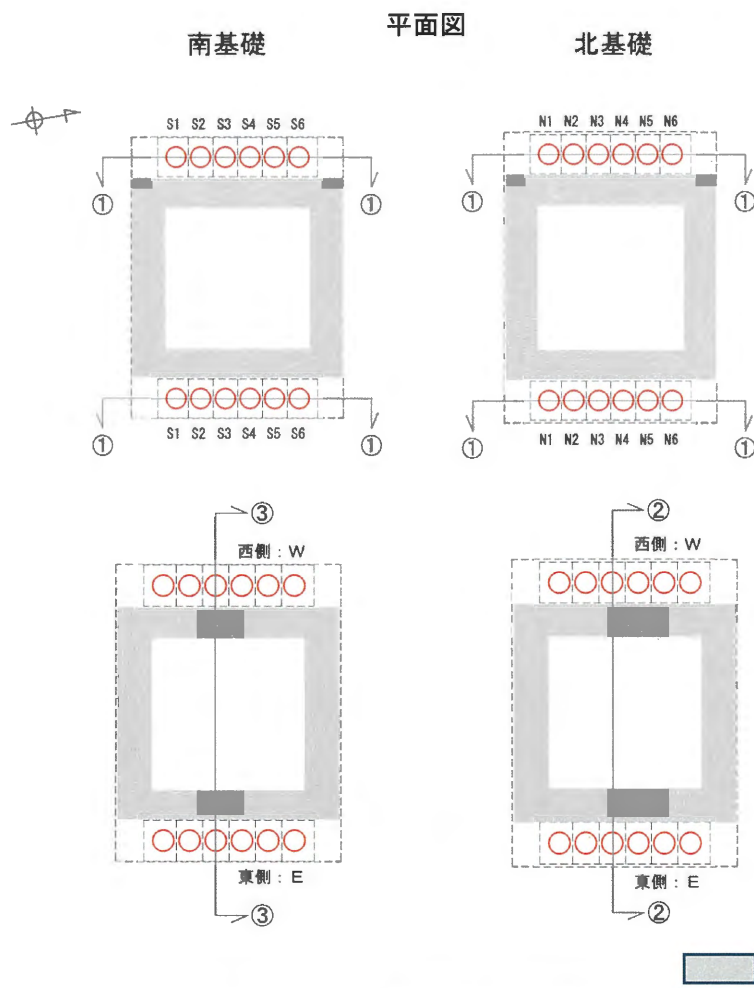


図 4.2-140 評価位置図 (鋼管杭)
(図 3.2-108 の再掲)

表 4.2-43 鋼管杭の極限支持力度の算出方法

(表 3.2-80 の再掲)

項目		単位	北基礎	南基礎	算定式
基礎地盤標高	Z	T.P. m	-60.24	-54.24	
基礎地盤の非排水せん断強度	C _{cuu}	kN/m ²	1045.4	1024.7	C _{cuu} =(0.837-0.00346・Z)×1000
形状係数	α	-	1.043	1.043	α=1+0.3×(B/D), B=1.498 m, D=10.498 m
支持力係数	N _c	-	5.1	5.1	φ=0
ケーソン基礎底面積	A _G	m ²	15.244	15.244	*2
置き換えられる土の有効重量	W	kN	7149.8	6272.6	*3
極限支持力	Q _p	kN	77624	76818	Q _p =A _G ・(α・C _{cuu} ・N _c)-W *1
許容限界 (極限支持力度)	q _d	kN/m ²	5092	5039	q _d =Q _p /A _G

注記 *1: 極限支持力は、道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成24年3月)

記載の式を用いて求める。

$$Q_p = A_G q_d' - W$$

$$= A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cuu} \cdot N_c + 1/2 \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q) - W$$

ここで、

 Q_p : 極限支持力 (kN) A_G : ケーソン基礎底面積 (m²)

W: ケーソンで置き換えられる土の有効重量 (kN)

 q_d : 極限支持力度 (kN/m²) q_d' : ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²) C_{cuu} : 基礎地盤の非排水せん断強度 (kN/m²) α, β : 形状係数

形状係数	基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判形
α		1.0	1.3	$1 + 0.3 \times (B/D)$
β		1.0	0.6	$1 - 0.4 \times (B/D)$

B: ケーソン側面幅 (m)

D: ケーソン前面幅 (m)

 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数 γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³) γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³) D_f : 有効根入れ深さ (m)支持性能評価における保守的な配慮として、支持力算定式の第3項 $\gamma_2 D_f N_q$ は0と仮定する。支持力係数は、せん断抵抗角 $\phi = 0$ を踏まえ、 $N_c = 5.1$, $N_\gamma = 0$ と設定する。

以上より、極限支持力は下式より求める。

$$Q_p = A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cuu} \cdot N_c) - W$$

*2: ケーソン基礎底面積は、下記斜線部の面積を求める。

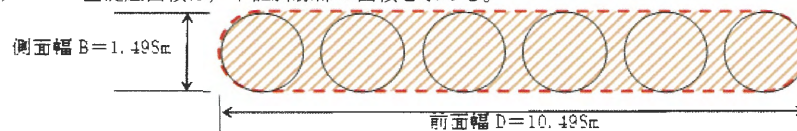


表 4.2-44 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果
(南基礎：中実鉄筋コンクリート)

地盤ケース		最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	1964	5991
	②	1963	5991
	③	1958	5991
	④	1965	5991
	⑤	1989	5991
	⑥	1984	5991
敷地に遡上する 津波	①	1929	5991
	②	1893	5991
	③	1970	5991
	④	1946	5991
	⑤	1953	5991
	⑥	1922	5991

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大接地圧を示す。

表 4.2-45 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果
(北基礎：中実鉄筋コンクリート)

地盤ケース		最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	2835	6116
	②	2747	6116
	③	2869	6116
	④	2816	6116
	⑤	2794	6116
	⑥	2797	6116
敷地に遡上する 津波	①	2630	6116
	②	2579	6116
	③	2682	6116
	④	2676	6116
	⑤	2630	6116
	⑥	2579	6116

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大接地圧を示す。

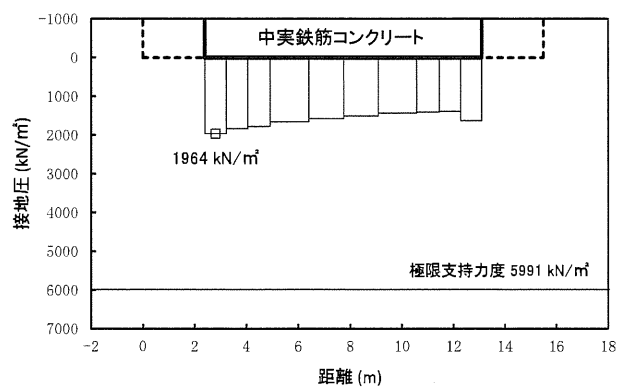


図 4.2-141 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

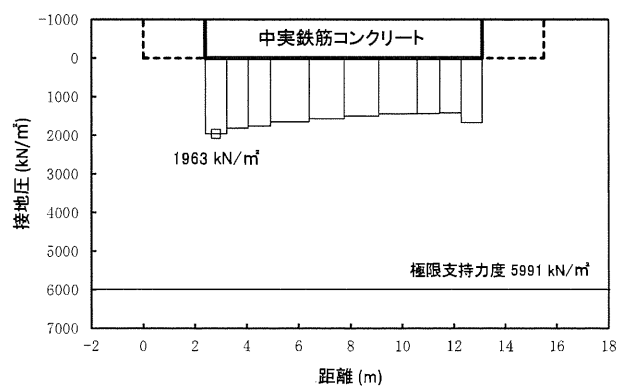


図 4.2-142 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース）

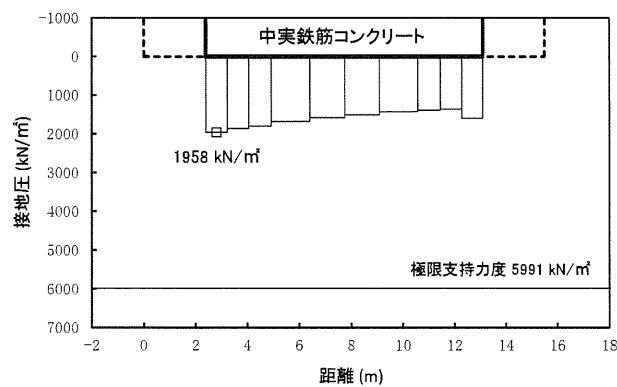


図 4.2-143 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）

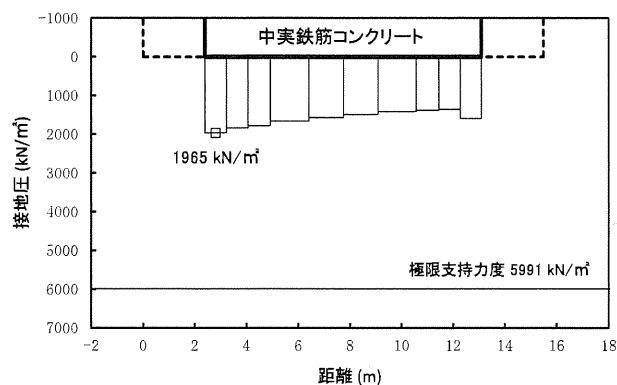


図 4.2-144 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

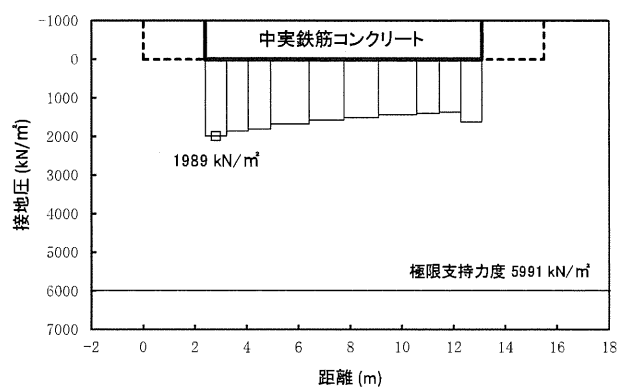


図 4.2-145 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

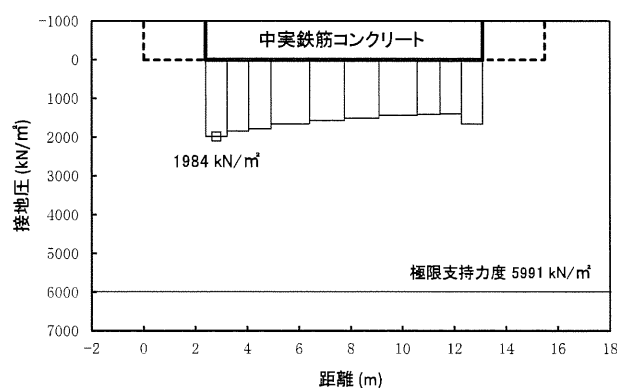


図 4.2-146 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

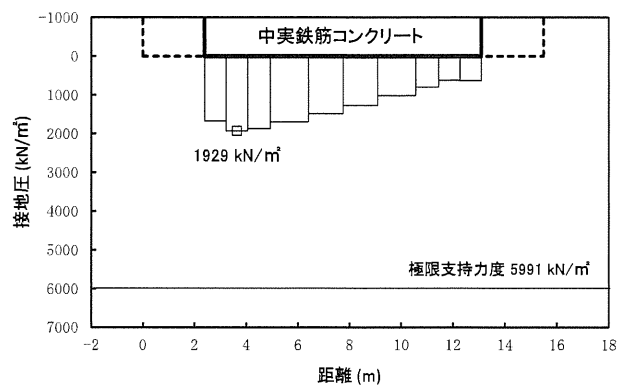


図 4.2-147 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

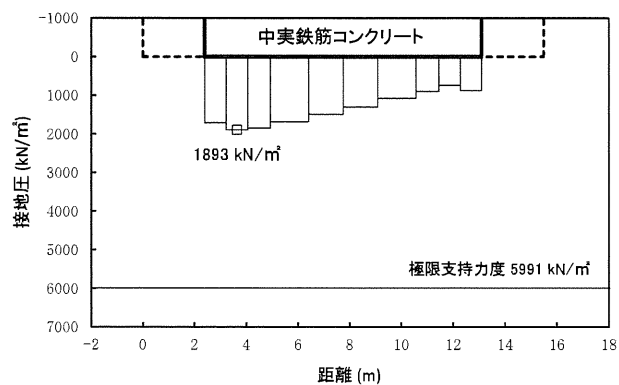


図 4.2-148 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）

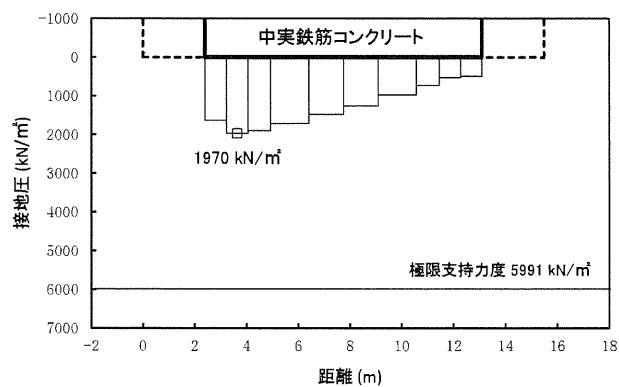


図 4.2-149 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース）

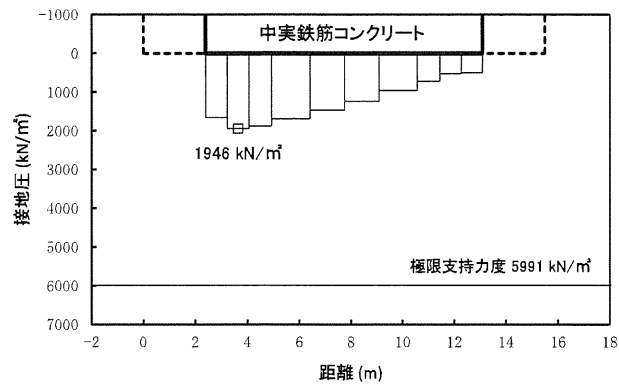


図 4.2-150 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

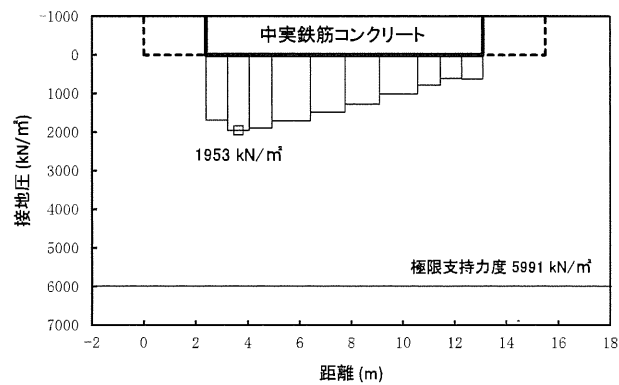


図 4.2-151 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

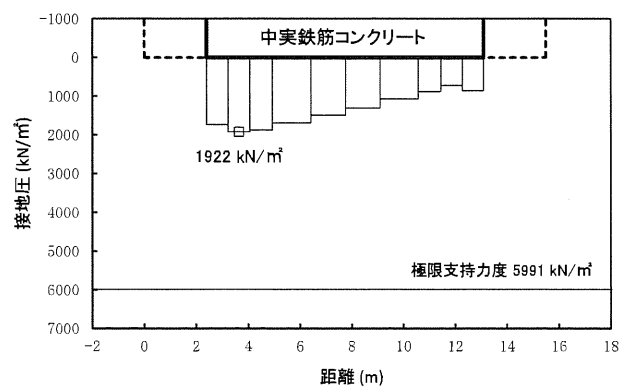


図 4.2-152 最大接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

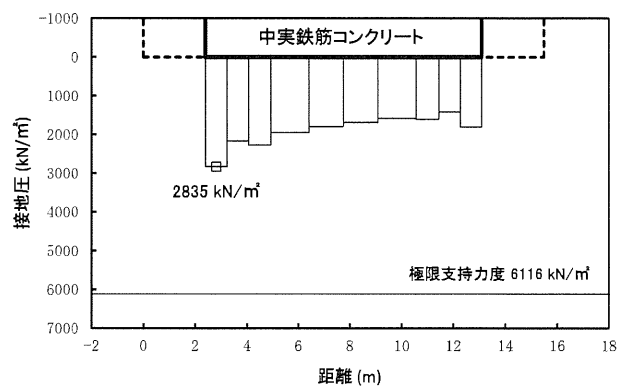


図 4.2-153 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

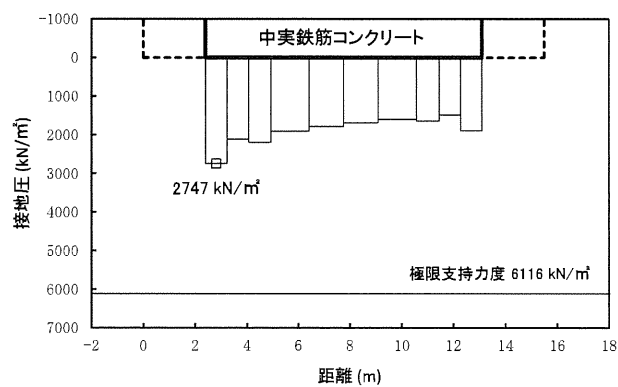


図 4.2-154 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）

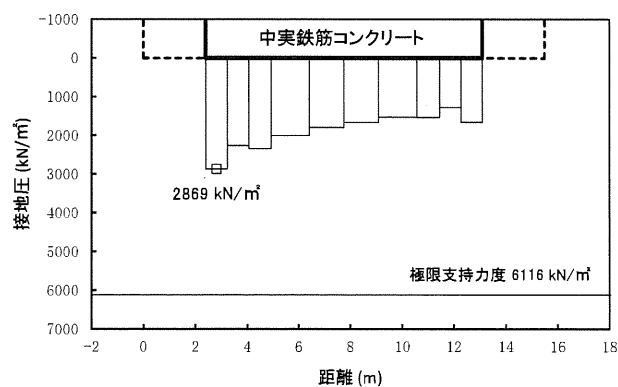


図 4.2-155 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース）

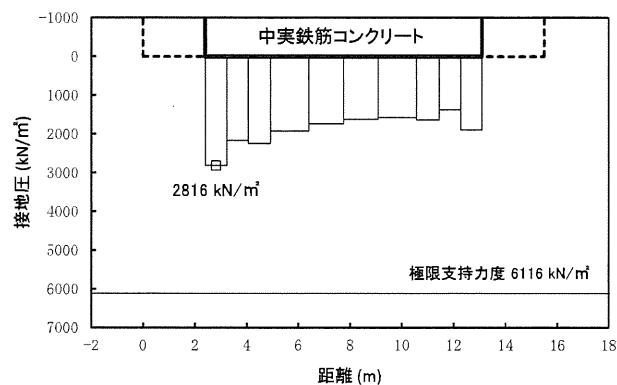


図 4.2-156 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

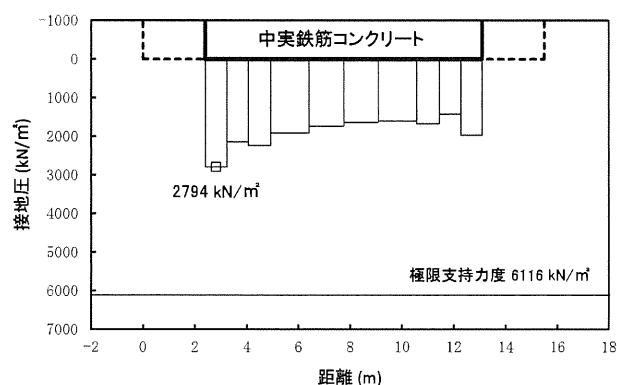


図 4.2-157 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

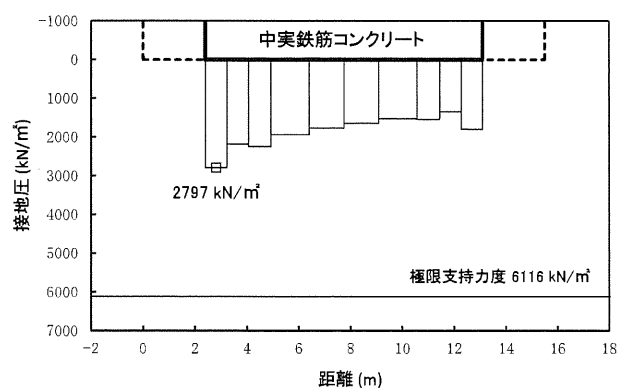


図 4.2-158 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

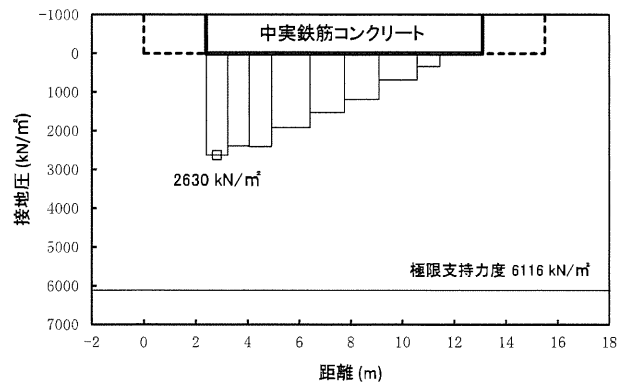


図 4.2-159 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

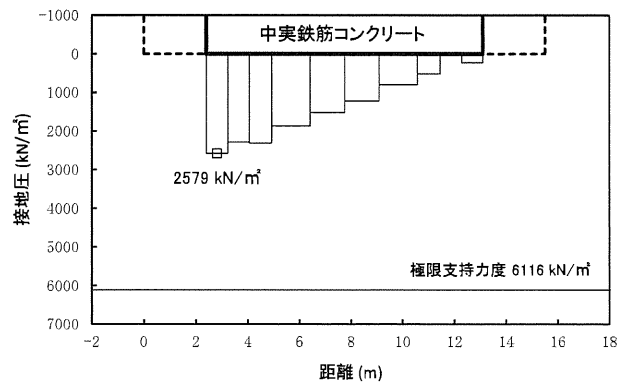


図 4.2-160 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）

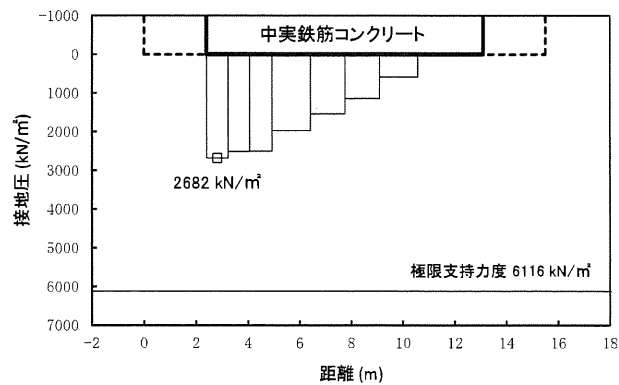


図 4.2-161 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース）

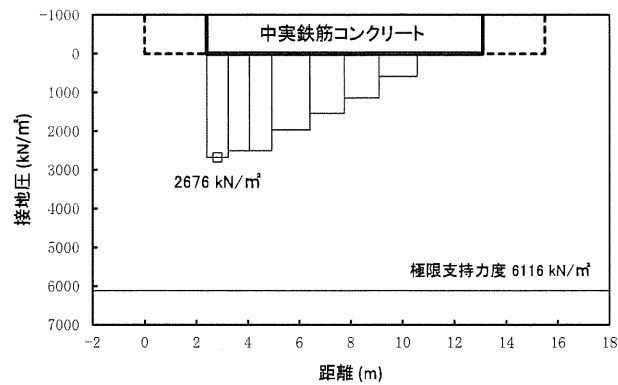


図 4.2-162 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

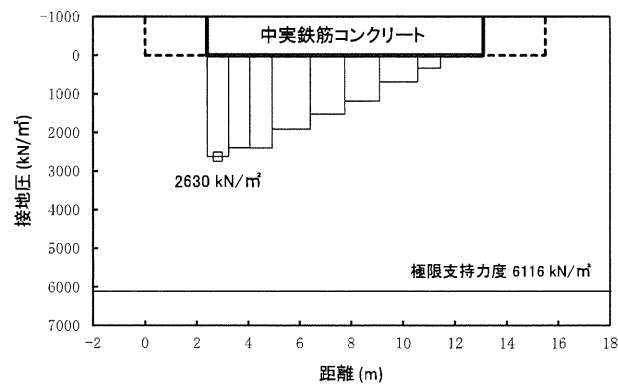


図 4.2-163 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

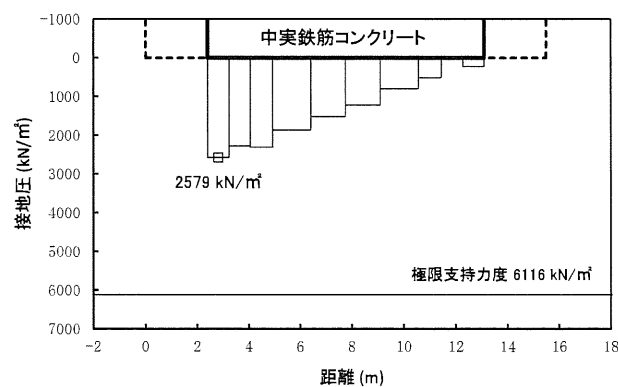


図 4.2-164 最大接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

表 4.2-46 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果
(③-③断面 南基礎：鋼管杭)

地盤ケース		杭位置	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	西側	3123	5039
	②	西側	3091	5039
	③	西側	3168	5039
	④	西側	3102	5039
	⑤	西側	3113	5039
	⑥	西側	3094	5039
敷地に遡上する津波	①	西側	3226	5039
	②	西側	3189	5039
	③	西側	3277	5039
	④	西側	3208	5039
	⑤	西側	3215	5039
	⑥	西側	3193	5039

注記 : ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大接地圧を示す。

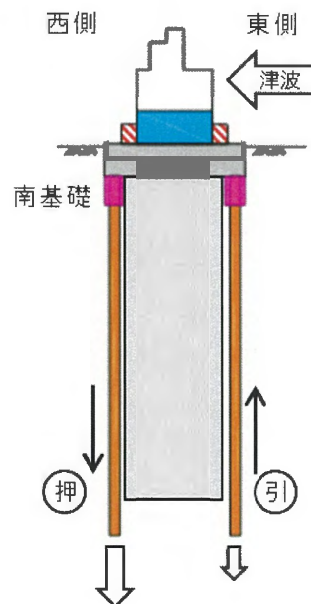
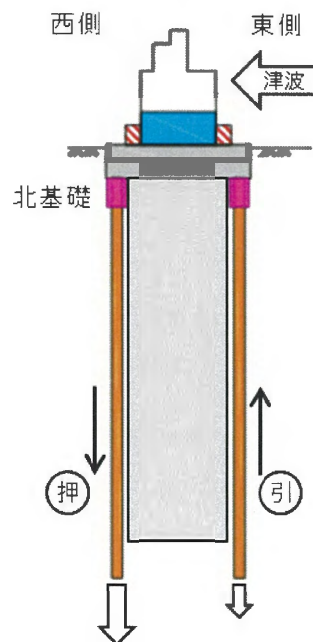


表 4.2-47 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果
(②-②断面 北基礎：鋼管杭)

地盤ケース		杭位置	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	西側	3162	5092
	②	西側	3161	5092
	③	西側	3393	5092
	④	西側	3347	5092
	⑤	西側	3416	5092
	⑥	西側	3417	5092
敷地に遡上する津波	①	西側	4194	5092
	②	西側	3974	5092
	③	西側	4657	5092
	④	西側	4629	5092
	⑤	西側	4448	5092
	⑥	西側	4230	5092

注記 : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大接地圧を示す。



4.3 耐津波評価のまとめ

耐津波評価において、不具合が確認された地中連続壁部を残置することによる影響について検討を行った。

鋼製防護壁基礎について、中実鉄筋コンクリートは工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの照査値が大きくなるが、発生応力度及び断面力が許容限界以下であることを確認した。なお、中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力及びせん断力に対する最大照査値は、南基礎の方が大きい。このような結果となるのは、南基礎周辺の地盤剛性及び強度が、Km層（岩盤）上面を境界に浅部と深部で著しく異なるためである。Km層上面以深は地盤剛性、強度ともに大きいため、地盤による拘束が強い、その一方でKm層上面以浅は地盤剛性、強度ともに小さいため、ほとんど地盤反力が得られない。この地盤条件の下で、津波時及び重畳時の荷重が作用すると、中実鉄筋コンクリートではKm層上面付近において曲げモーメント及びせん断力が急激に増加し、曲げ軸力及びせん断力に対する評価結果が厳しいものとなる。

鋼管杭、巻立て鉄筋コンクリート、杭頭接合部及び頂版鉄筋コンクリートについては、工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの照査値が小さくなり、発生応力度及び断面力が許容限界以下であることを確認した。残置影響評価モデルの照査値が工認設計モデルに対して低減した理由は、残置する地中連続壁部を考慮することで、地中連続壁部及び中実鉄筋コンクリートの荷重負担率が増加することになり、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の荷重負担が、工認設計モデルよりも軽減されるためである。この荷重負担の軽減の影響は、杭頭接合部及び頂版鉄筋コンクリートにも及ぶため、これらの部材の照査値も低減する。

鋼製防護壁は、工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの照査値が小さくなり、発生応力度が許容限界以下であることを確認した。残置影響評価モデルでは、地中連続壁部を考慮することにより工認設計モデルよりも鋼製防護壁基礎の剛性が大きくなるため、鋼製防護壁に対する鋼製防護壁基礎の拘束が大きくなる。これに伴い、鋼製防護壁の堤軸直交方向のたわみ及び南北基礎天端の相対変位が抑制され、残置影響評価モデルの照査値が工認設計モデルよりも小さくなる。

接合部は、工認設計モデルに比べ残置影響評価モデルの照査値が同等で、発生応力度及び断面力が許容限界以下であることを確認した。残置影響評価モデルの照査値が工認設計モデルの照査値と同等になるのは、両モデルにおける接合部で発生する断面力に大きな差がなかったためである。したがって、鋼製防護壁に作用する津波荷重、動水圧及び慣性力が接合部を介して鋼製防護壁基礎へ伝達される過程においては、地中連続壁部を考慮することによる鋼製防護壁基礎の剛性増加が接合部の照査値へ与える影響は小さいことを確認した。

基礎地盤の支持性能について、中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の接地圧が許容限界以下であることを確認した。中実鉄筋コンクリートの接地圧については、地中連続壁部を考慮して算出した接地圧を中実鉄筋コンクリートのみで負担する保守的な評価を行うため、南北基礎ともに残置影響評価モデルの接地圧が工認設計モデルよりも大きくなる。一方、鋼管杭の接地圧については、南基礎は地中連続壁部の考慮により鋼管杭の荷重負担が軽減し、残置影響評価モデルの接地圧が工認設計モデルよりも小さくなる。北基礎は、地盤抵抗が南基礎に比べて小さいため、荷重が最大になる重畳時（敷地に遡上する津波）には地中連続壁部の重量も作用することで北基礎の変位が増大する。このため、残置影響評価モデルの接地圧が工認設計モデルよりも大きくなる。

以上のことから、不具合が確認された地中連続壁部を残置することによる影響を考慮した場合でも、津波時及び重畳時に対して、要求機能を維持できることを確認した。

5. 概略配筋図及び構造仕様

5.1 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図

耐震及び耐津波評価で用いた中実鉄筋コンクリートの概略配筋を図 5.1-1～図 5.1-7 に示す。

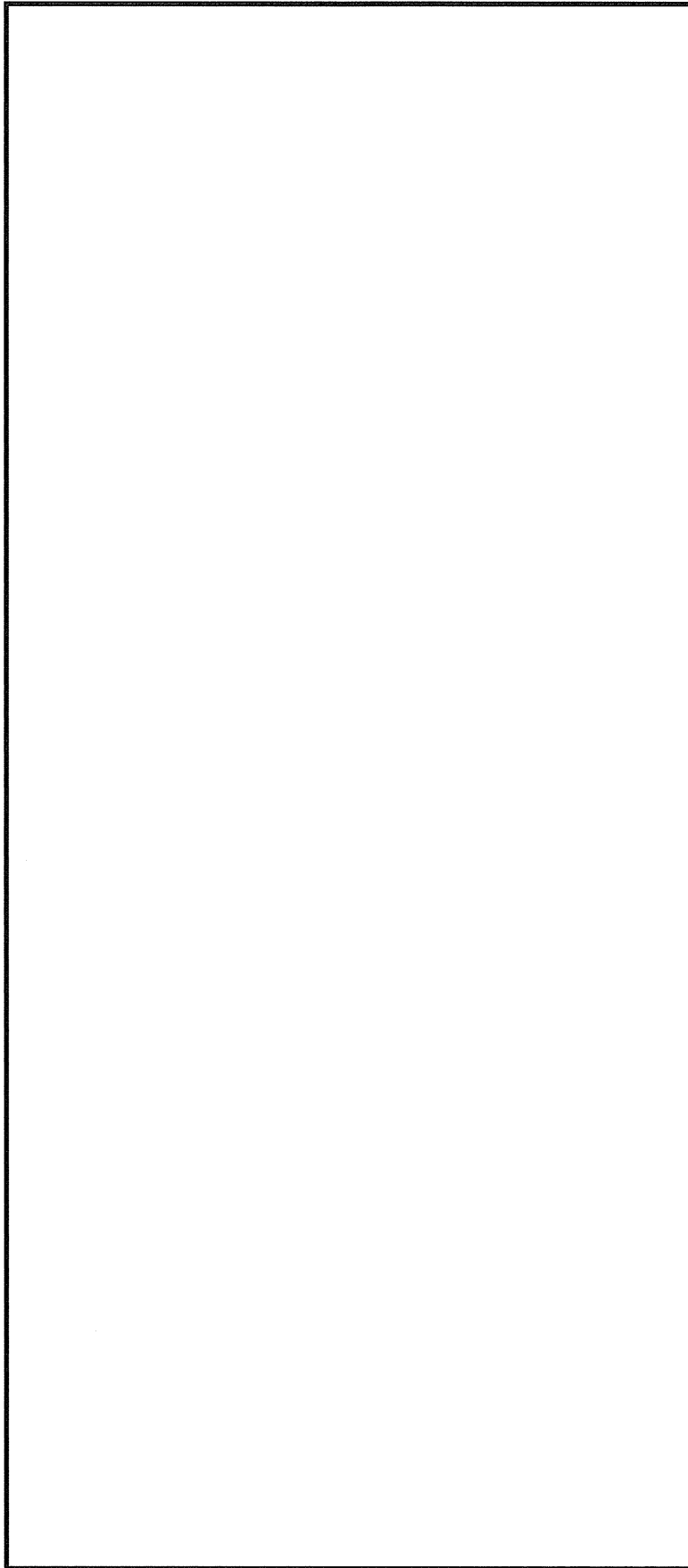


図 5.1-1 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎：鉛直断面）

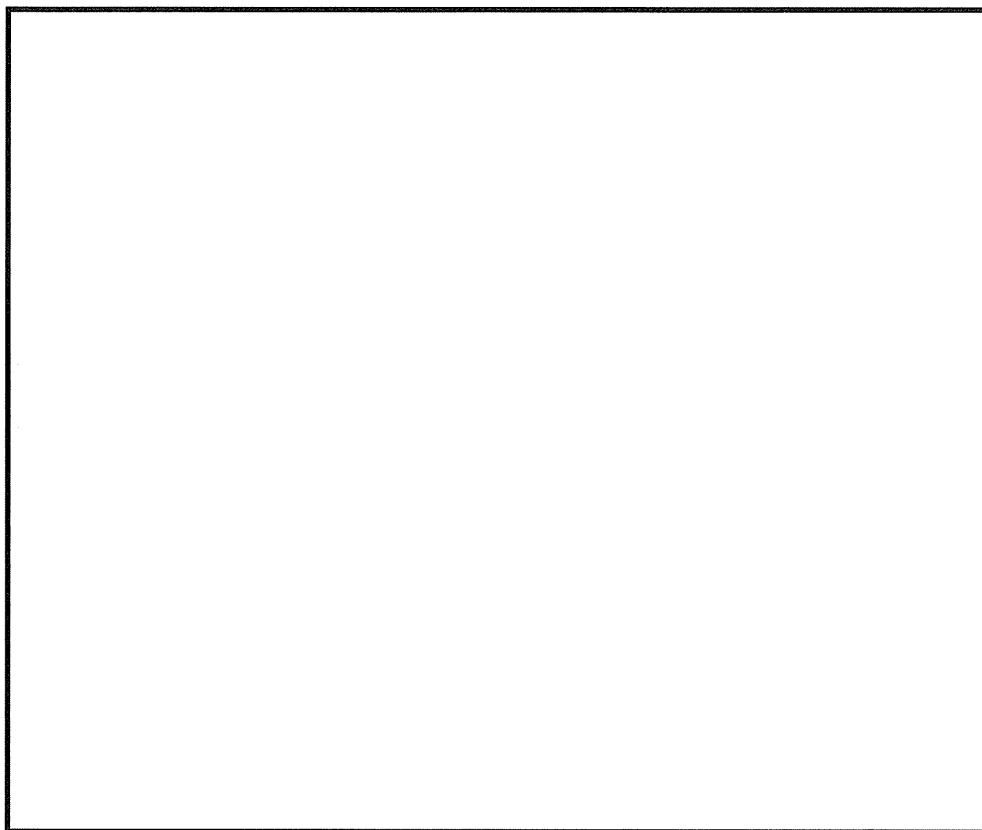


図 5.1-2 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎上部：A－A断面）

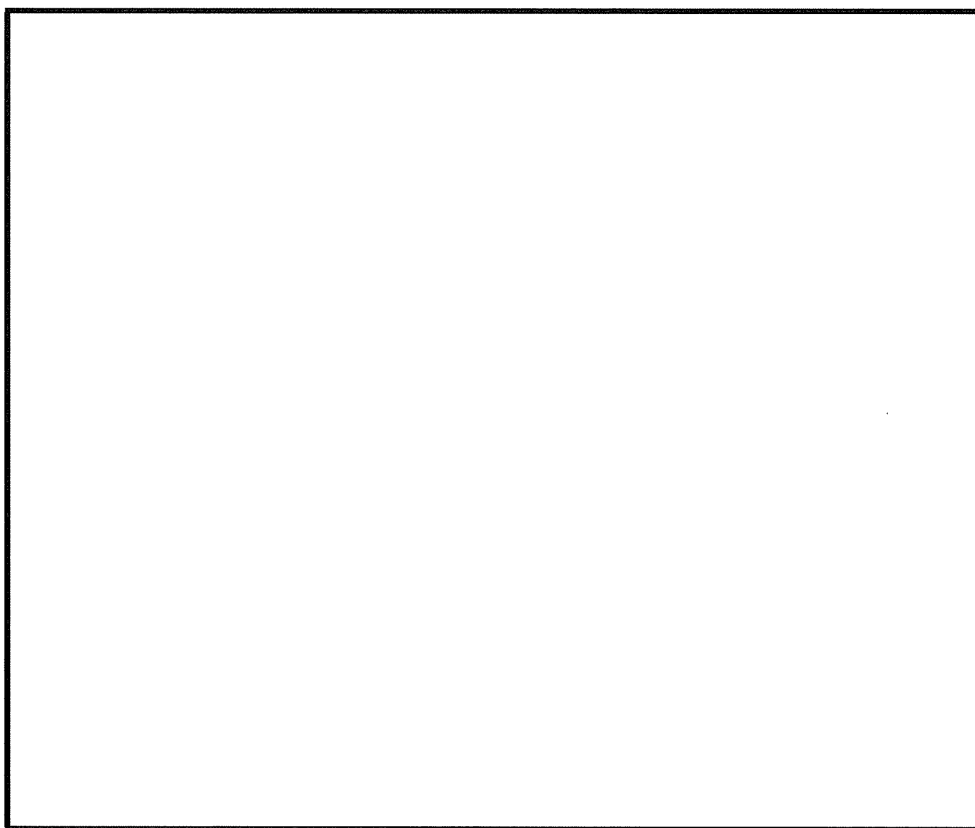


図 5.1-3 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎中央上：B－B断面）

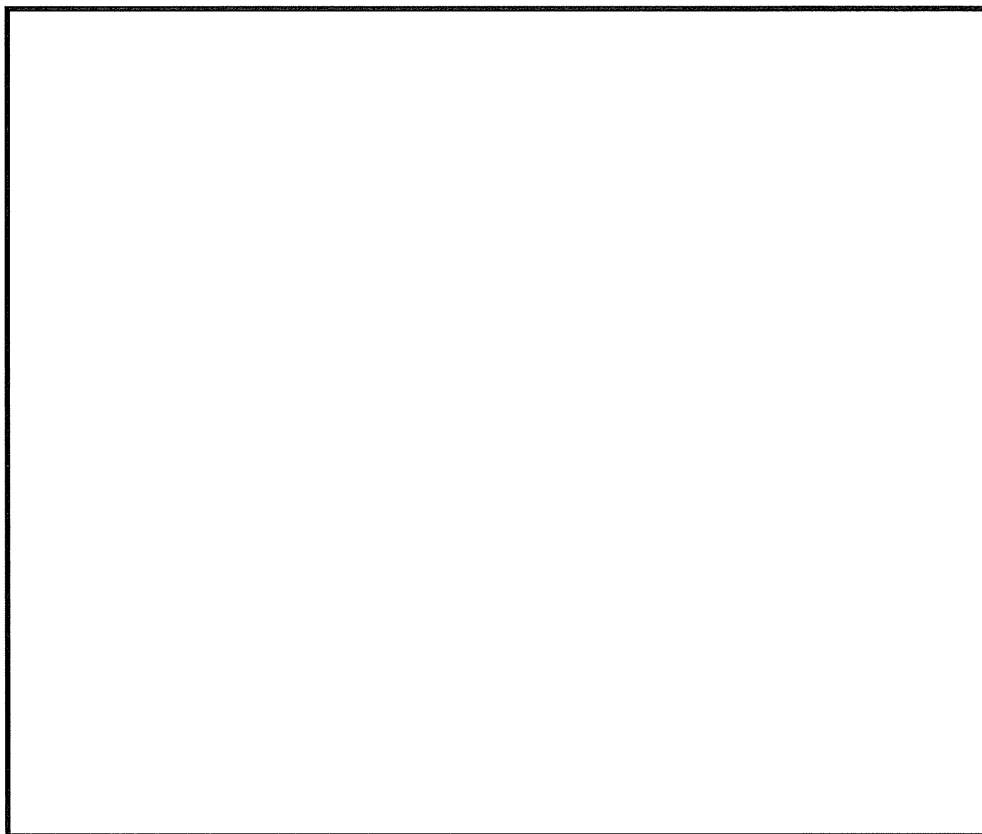


図 5.1-4 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎中央下：C－C断面）

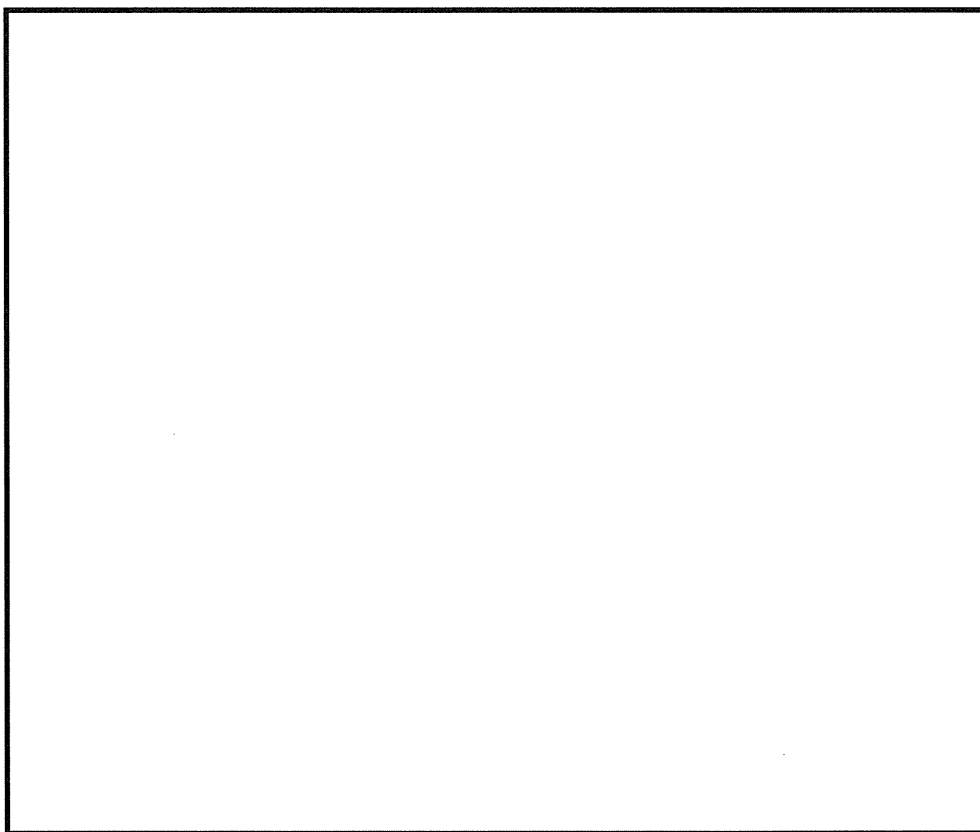


図 5.1-5 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎下部：D－D断面）

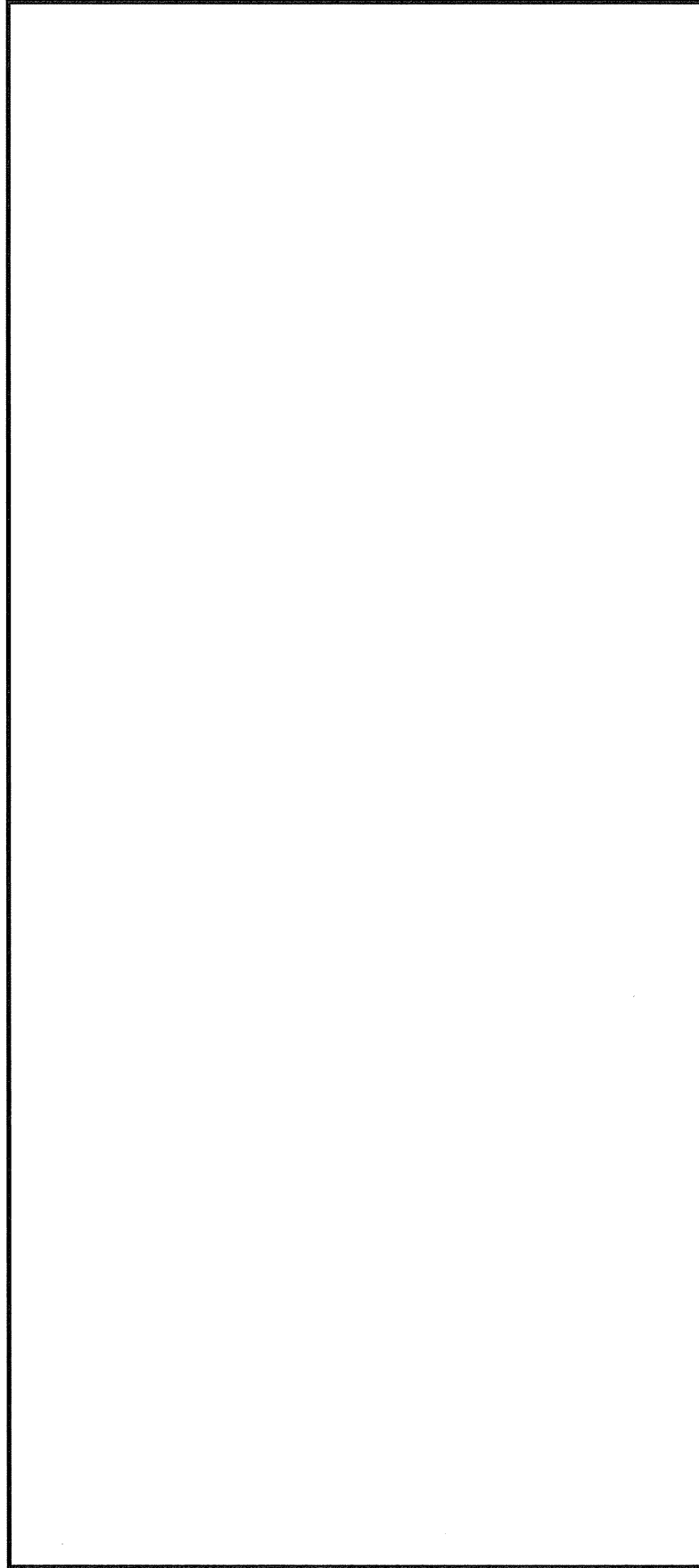


図 5.1-6 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（北基礎：鉛直断面）

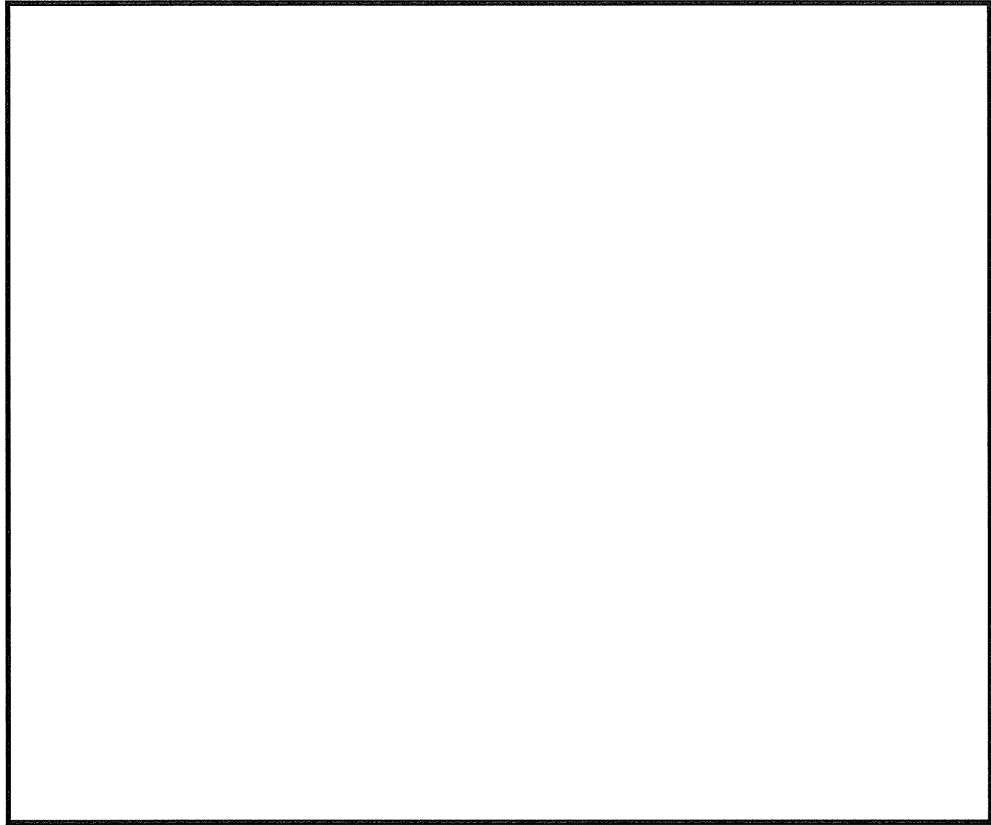


図 5.1-7 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（北基礎：水平断面）

5.2 鋼管杭の構造仕様

耐震及び耐津波評価で用いた鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造仕様を図 5.2-1 に示す。鋼管杭の外径は 1500mm であり、肉厚 50mm である。材質は SBHS500 である。なお、鋼管杭の応力度算出及び鋼管杭の断面積と断面 2 次モーメントを算出する際は、腐食代 1mm を考慮する。

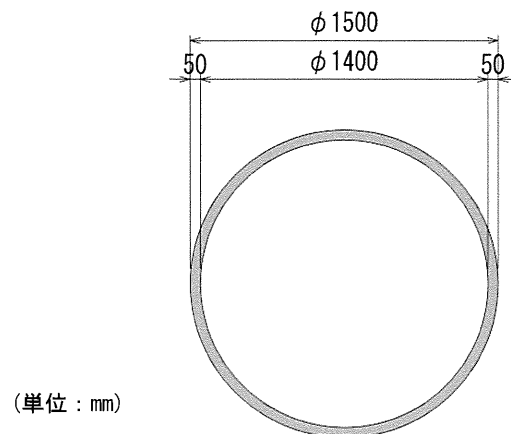


図 5.2-1 鋼管杭の構造仕様 (SBHS500)

5.3 巻立て鉄筋コンクリートの概略配筋図

耐震及び耐津波評価で用いた中実鉄筋コンクリートの概略配筋を図 5.3-1～図 5.3-3 に示す。

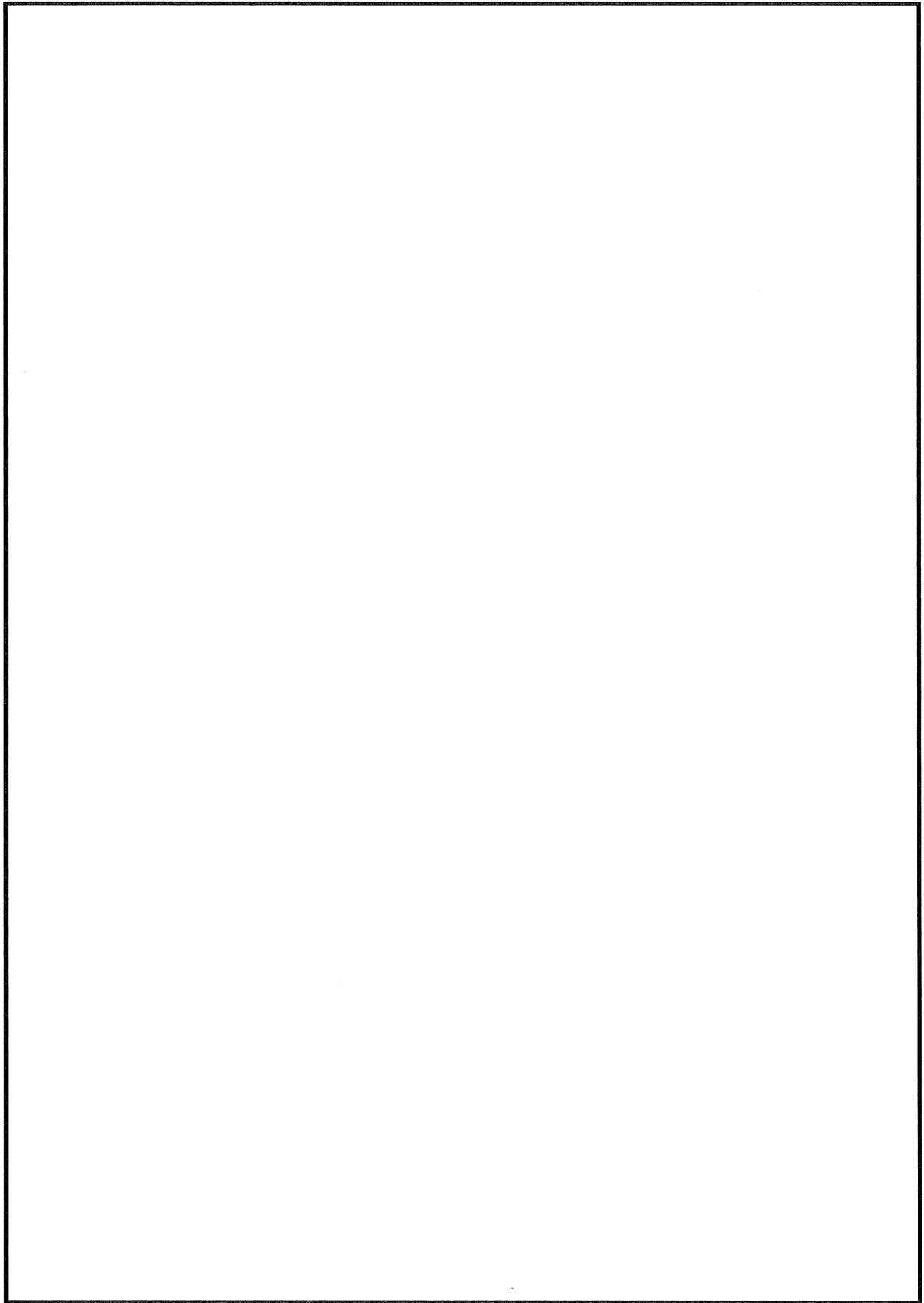


図 5.3-1 巻立て鉄筋コンクリートの概略配筋図（南北基礎：東側）

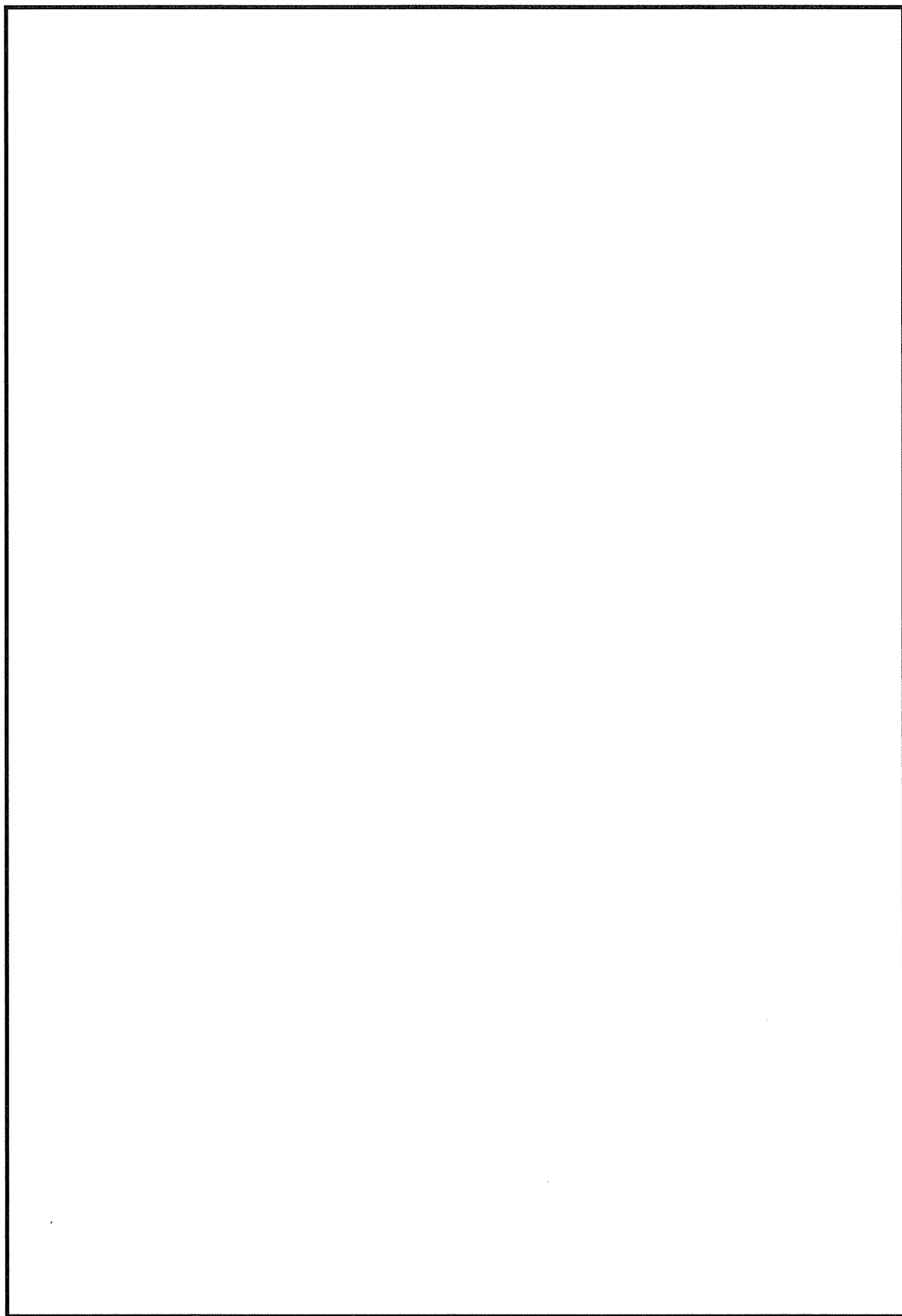


図 5.3-2 巻立て鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎：西側）

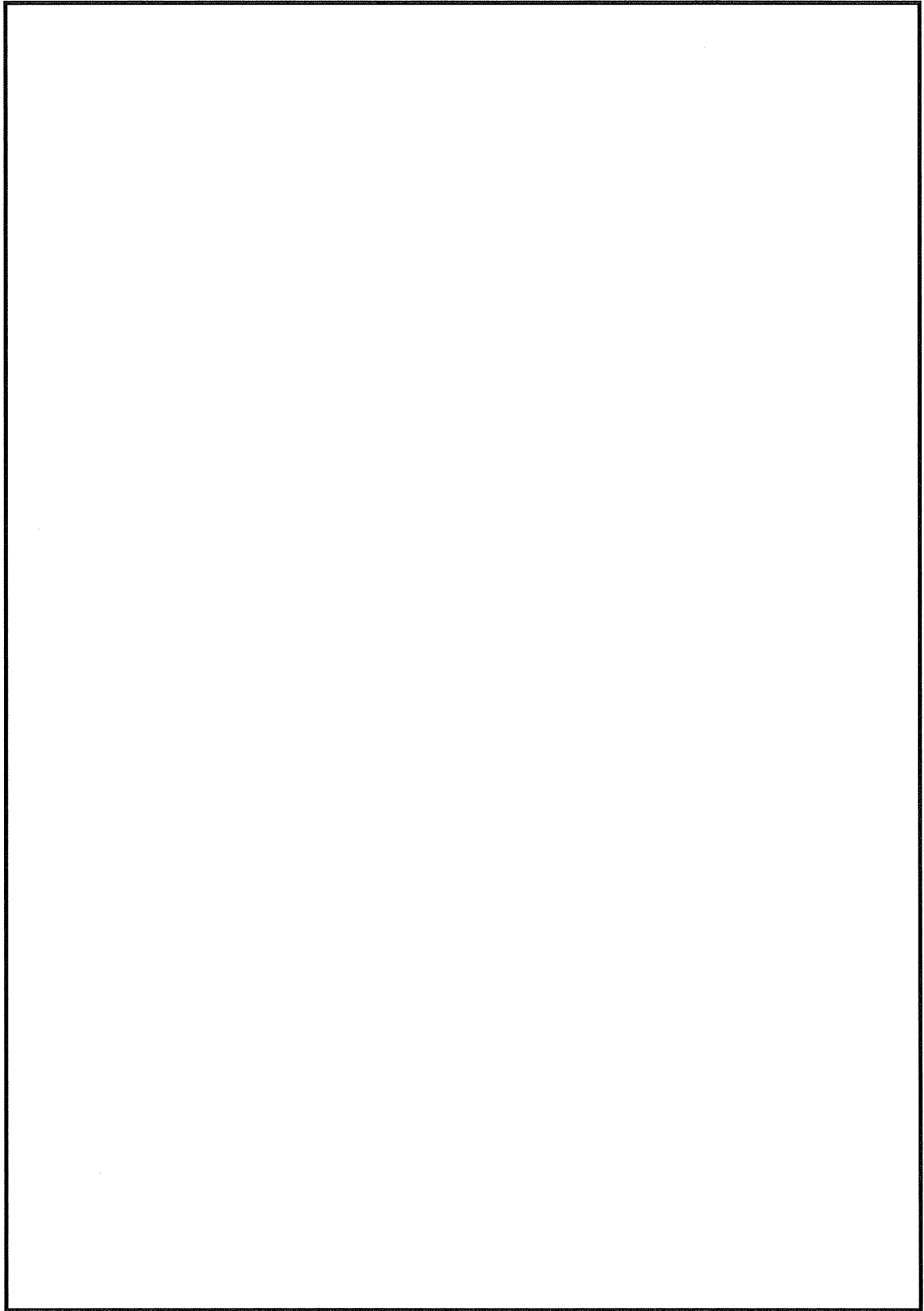


図 5.3-3 巻立て鉄筋コンクリートの概略配筋図（北基礎：西側）

5.4 杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）の概略配筋図

耐震及び耐津波評価で用いた杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）の概略配筋図を図

5.4-1, 図 5.4-2 に示す。

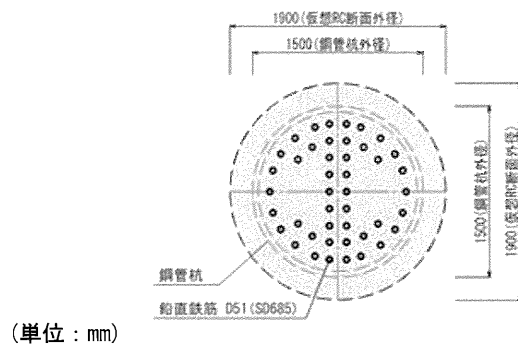


図 5.4-1 鋼管杭頭部（仮想鉄筋コンクリート断面）

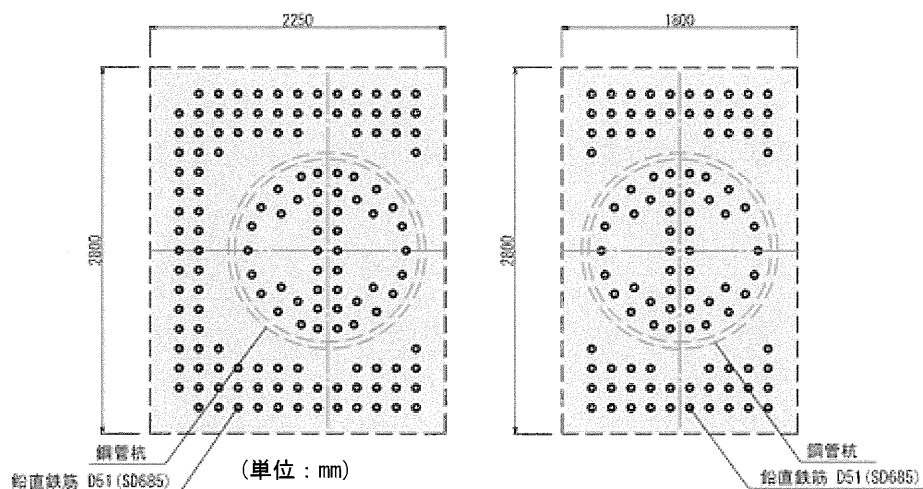
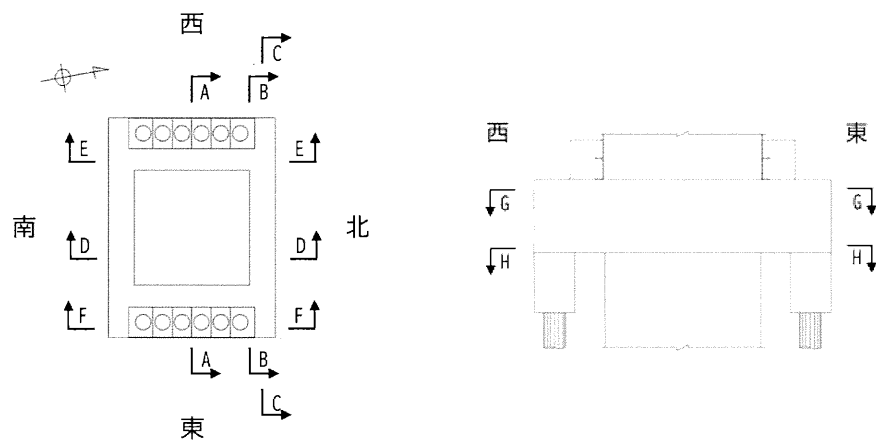


図 5.4-2 巻立て鉄筋コンクリート部（仮想鉄筋コンクリート断面）

5.5 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図

耐震及び耐津波評価で用いた頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図を図 5.5-1～図 5.5-8 に示す。



頂版鉄筋コンクリートの矢視図

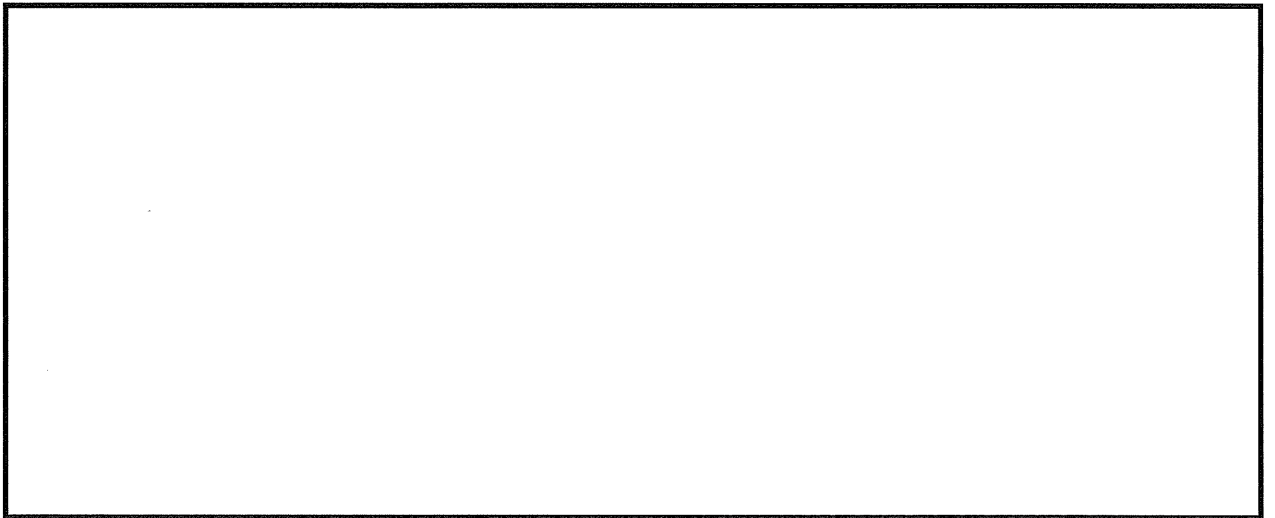


図 5.5-1 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図 (A-A断面)

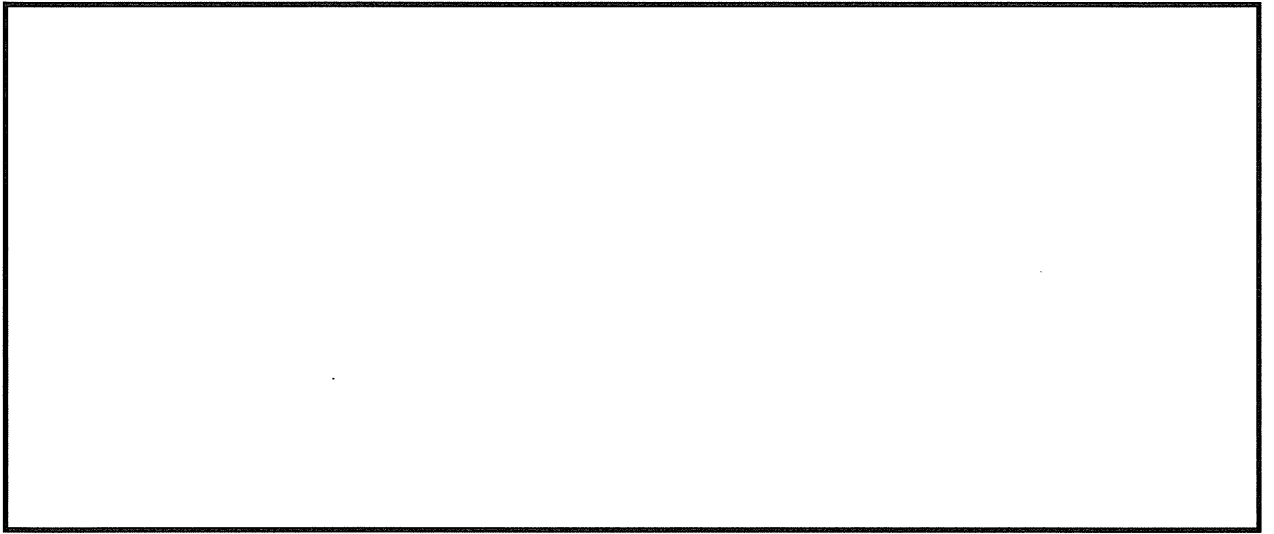


図 5.5-2 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図 (B-B断面)

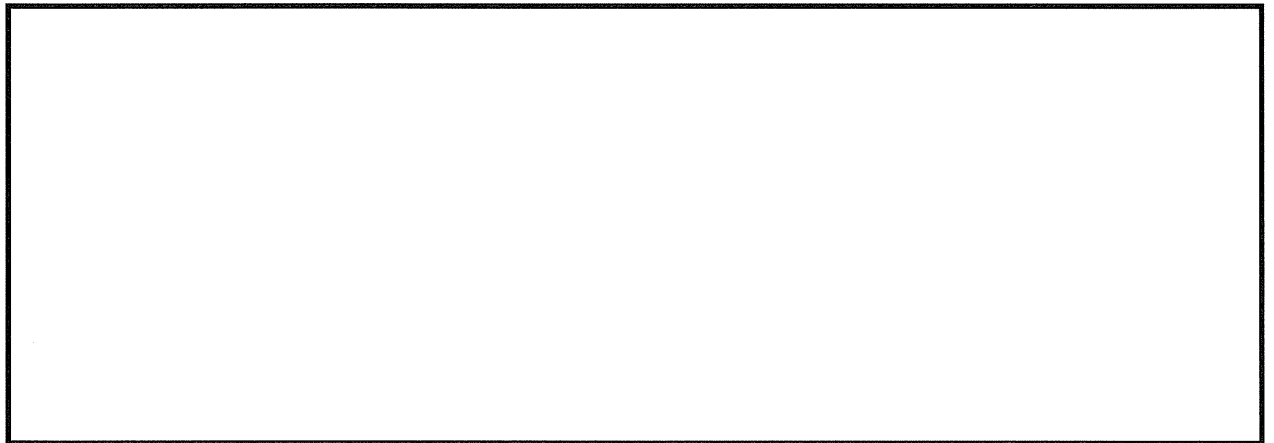


図 5.5-3 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図 (C-C断面)

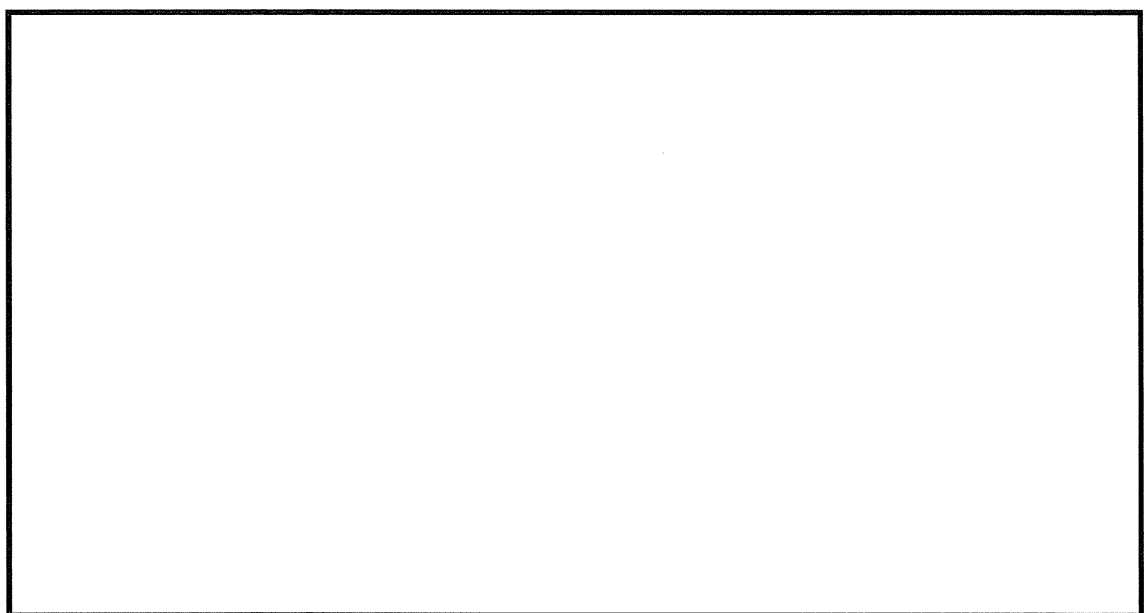


図 5.5-4 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図 (D-D断面)

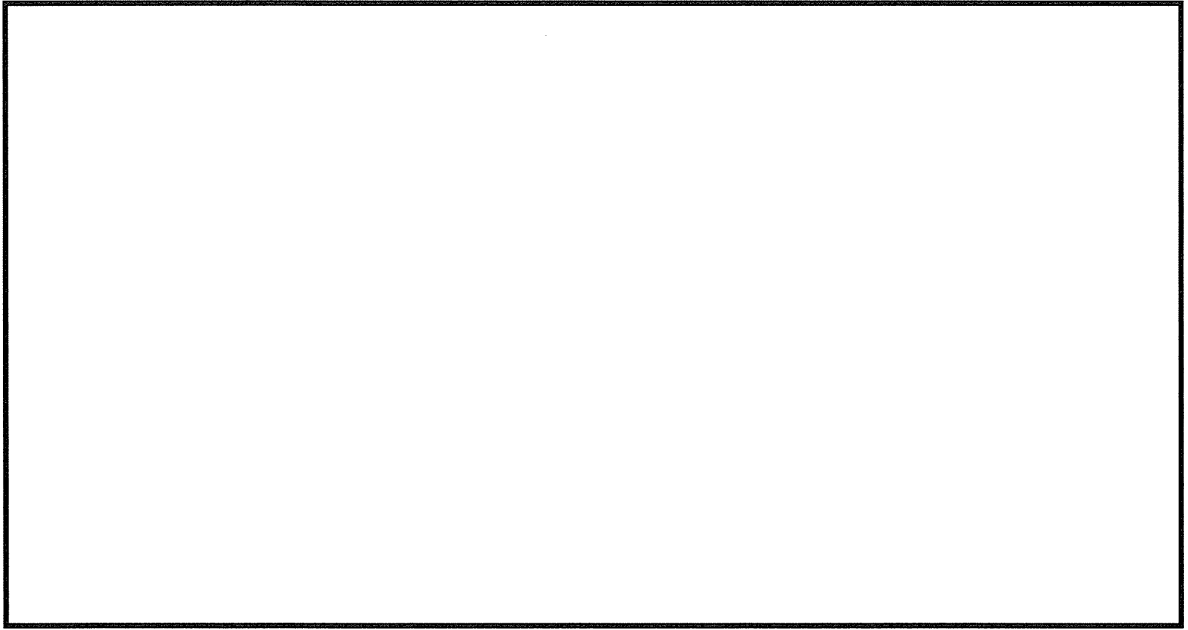


図 5.5-5 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（E－E断面）

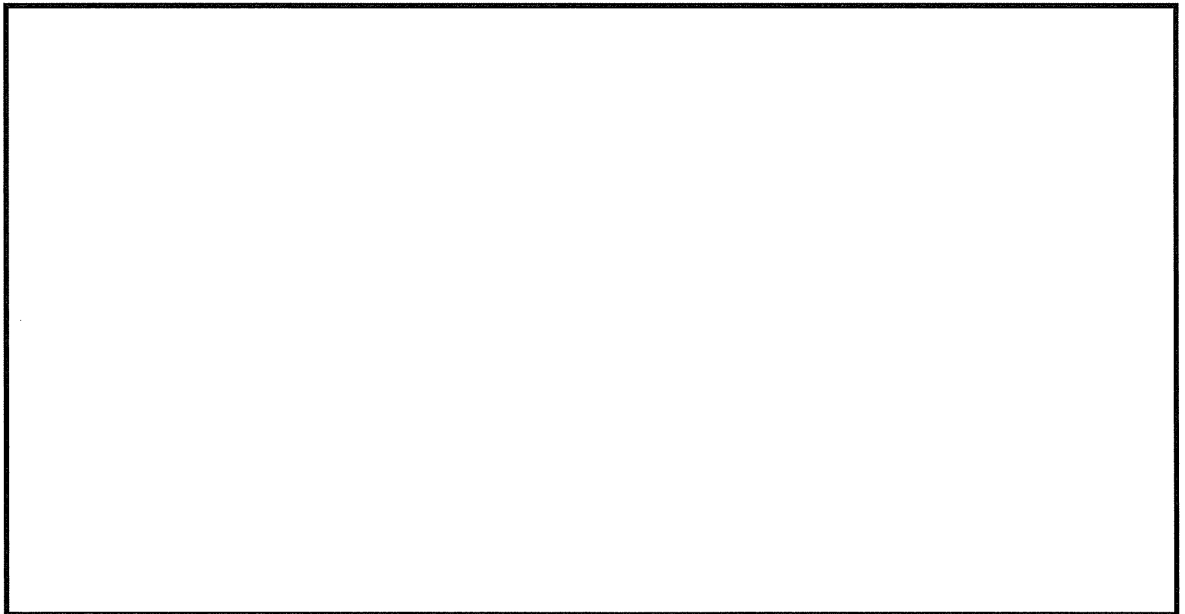


図 5.5-6 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（F－F断面）

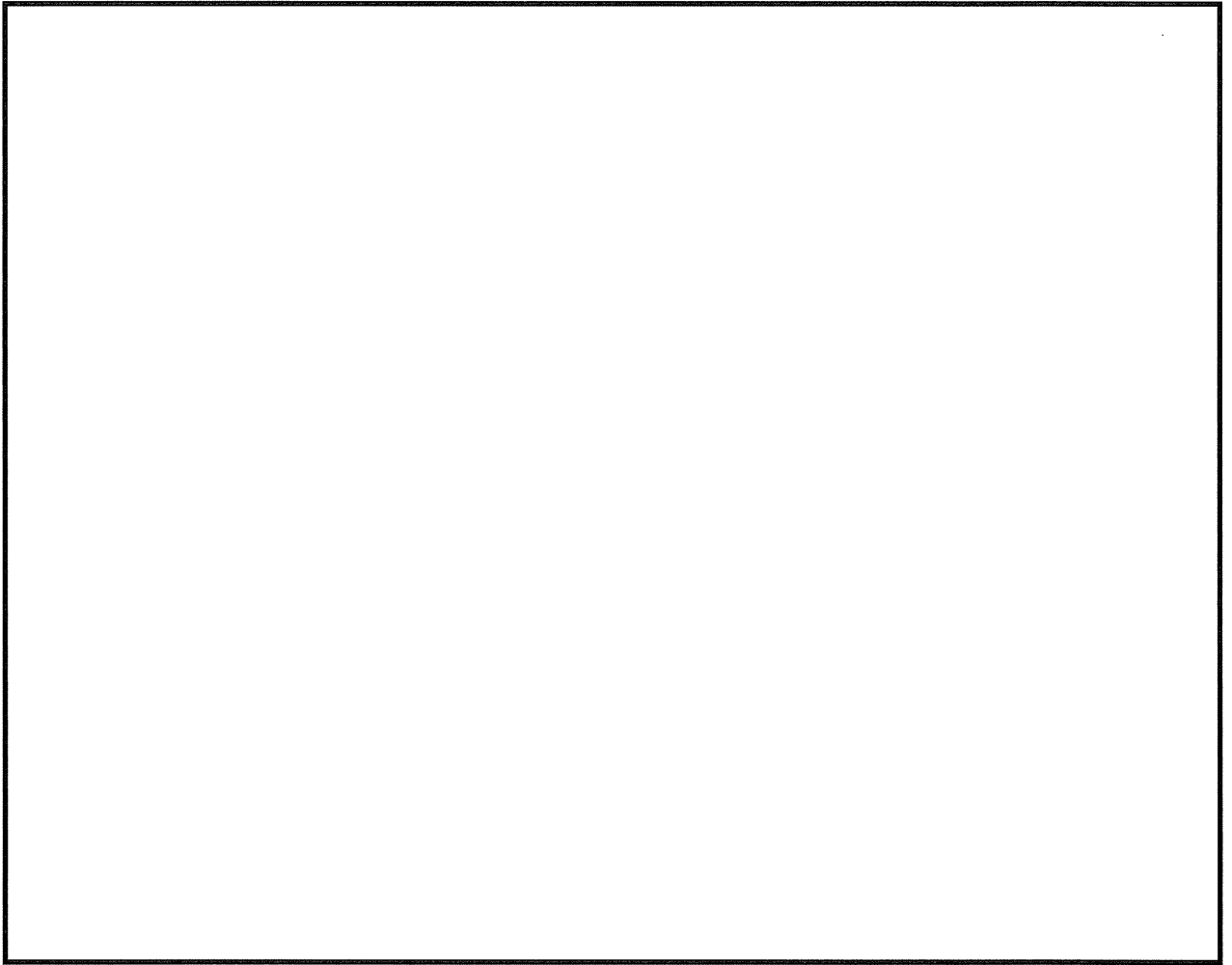


図 5.5-7 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図 (G-G断面)

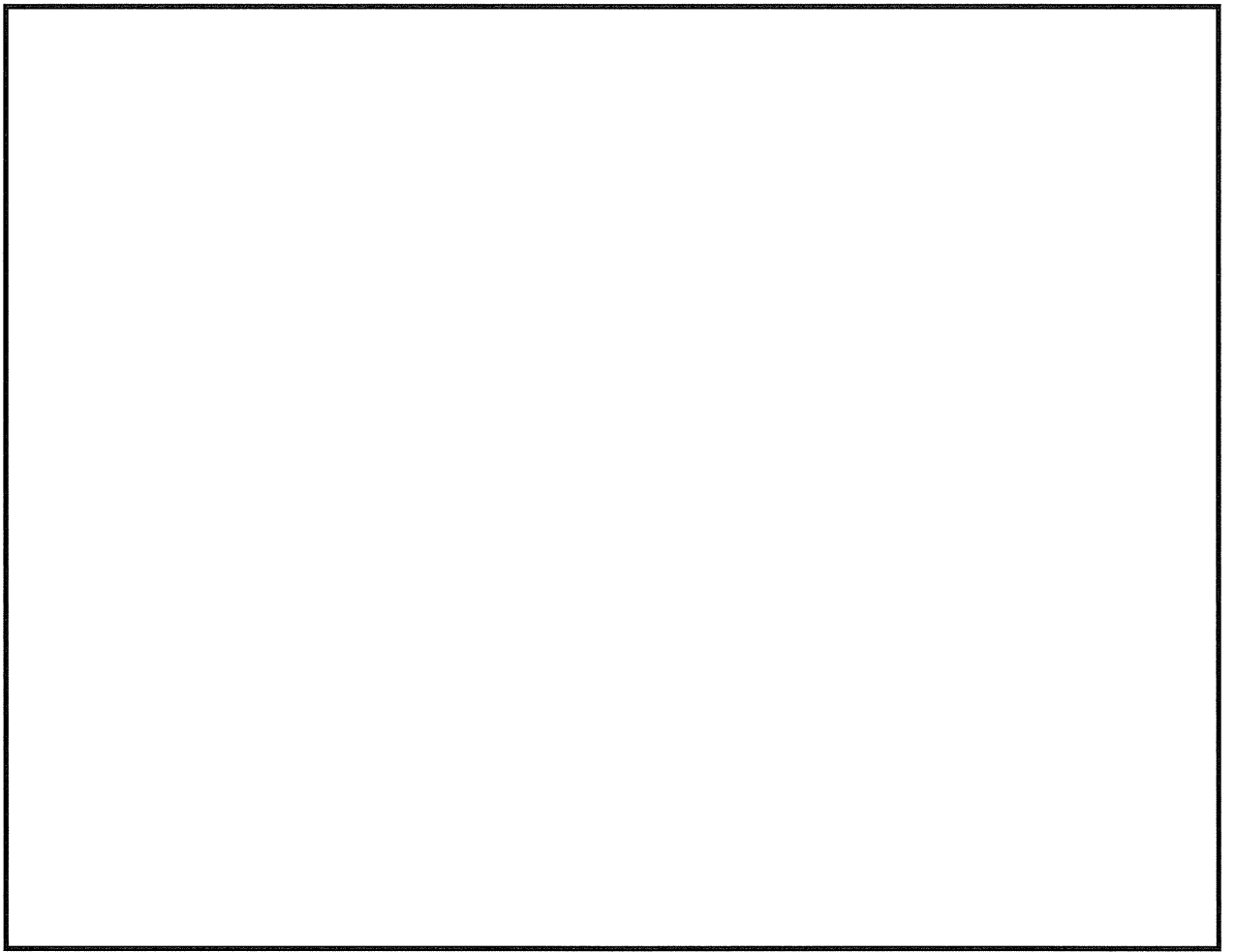


図 5.5-8 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（H-H断面）

5.6 中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図

耐震及び耐津波評価で用いた中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図を図 5.6-1 に示す。

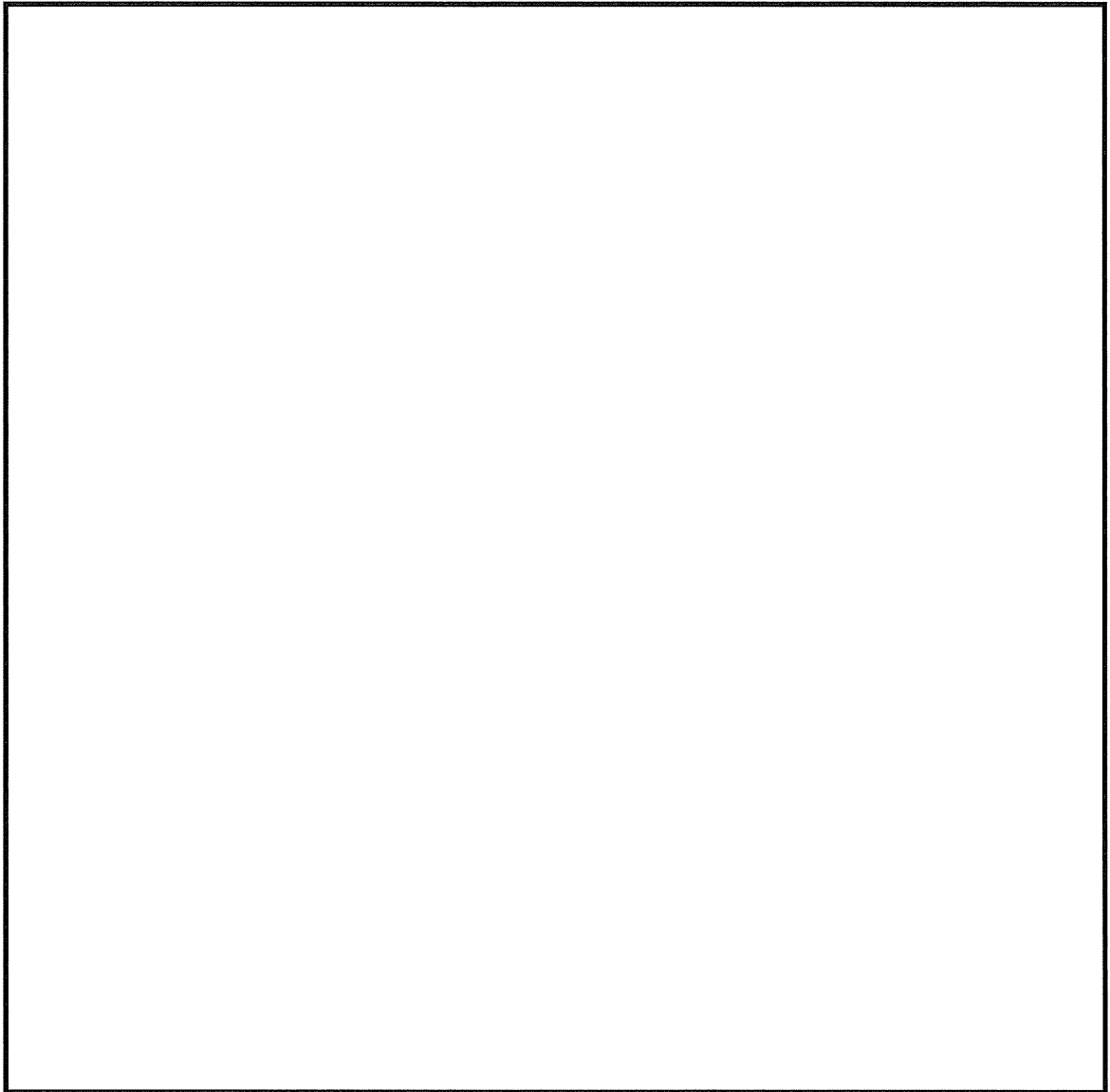


図 5.6-1 中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図
(南北基礎では南北方向に線対称)

防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁部の残置影響評価に関する参考資料

(参考1) 部分欠損モデルとの比較による残置影響評価モデルの保守性の確認について

1. 目的

残置影響評価モデルでは、地中連続壁部が健全であると仮定することで、中実鉄筋コンクリートの発生断面力が最大となるケースを想定しているが、本参考資料では、不具合の発生した地中連続壁部の強度及び剛性の不均一性を網羅的に評価するため、地中連続壁部の一部区間の強度及び剛性を低下させたモデル（以下、「部分欠損モデル」という。）による評価を行う。部分欠損モデルは、地中連続壁部の一部区間を健全な鉄筋コンクリート、それ以外の区間を原地盤（非液状化）と仮定して、局所的な損傷及び同一深度への損傷の集中を極端に想定したモデルであり、「2.4 誘発事象を考慮した設計及び施工への影響の検討」における分類 No. 1 及び分類 No. 3 に対応するものである。本モデルにより算出した中実鉄筋コンクリートの断面力を用いて、中実鉄筋コンクリートの部材評価を実施する。この評価結果と残置影響評価モデルの評価結果を比較することにより、残置影響評価モデルによる評価が局所的な損傷や同一深度への損傷の集中による影響の評価よりも保守的であることを確認する。

工認設計モデルと部分欠損モデルの概念図を図1に示す。

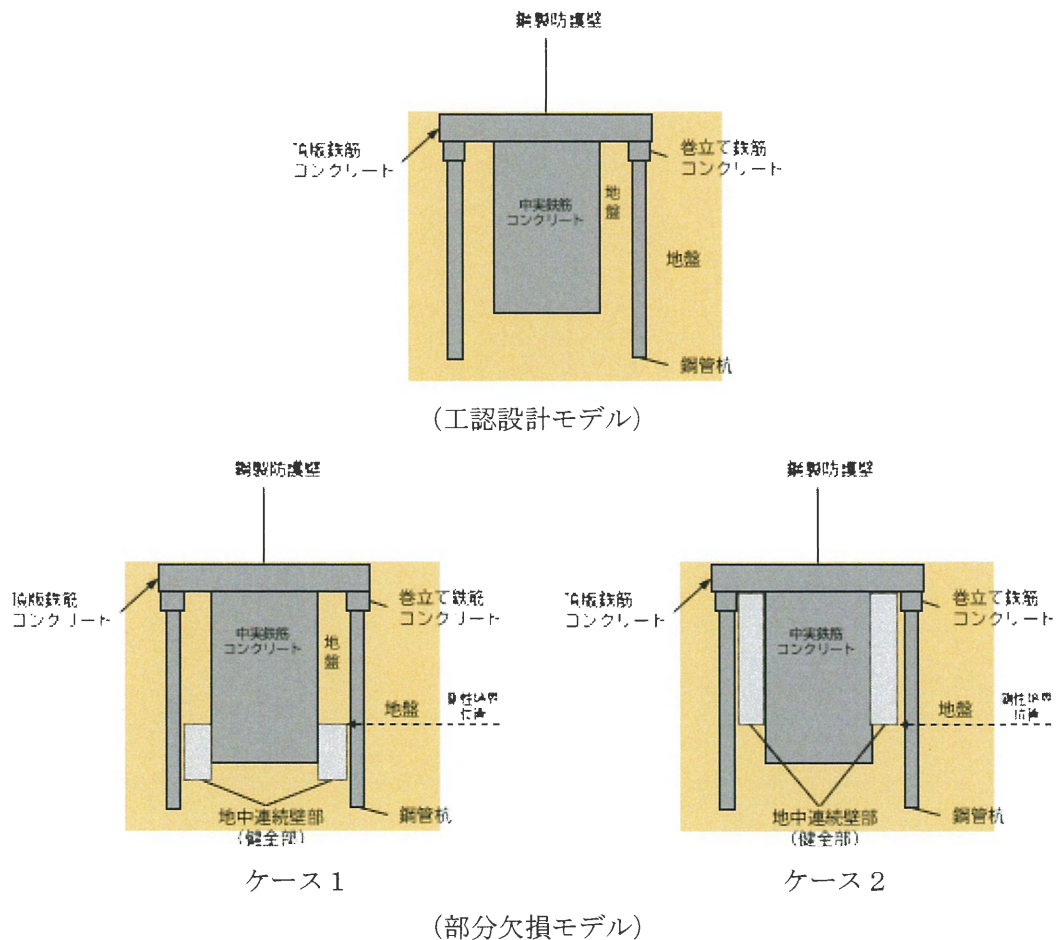


図1 工認設計モデルと部分欠損モデルの概念図

2. 部分欠損モデルの設計条件について

部分欠損モデルにおいて設定する剛性境界（健全な鉄筋コンクリートと原地盤（非液状化）の境界部）の考え方を図2及び図3に示す。剛性境界は、工認設計モデル及び残置影響評価モデルにおける断面力分布や、基礎周辺地盤の剛性分布を参照し設定する。

また、本評価は中実鉄筋コンクリートの耐震及び耐津波の残置影響評価において最も厳しい結果となる検討ケースに対して実施する。なお、剛性境界に対する健全な鉄筋コンクリートと原地盤（非液状化）の範囲については、図4に示すとおり双方を逆転させたパターンを考慮し、欠損ケースとして2ケースに対して評価を実施する。

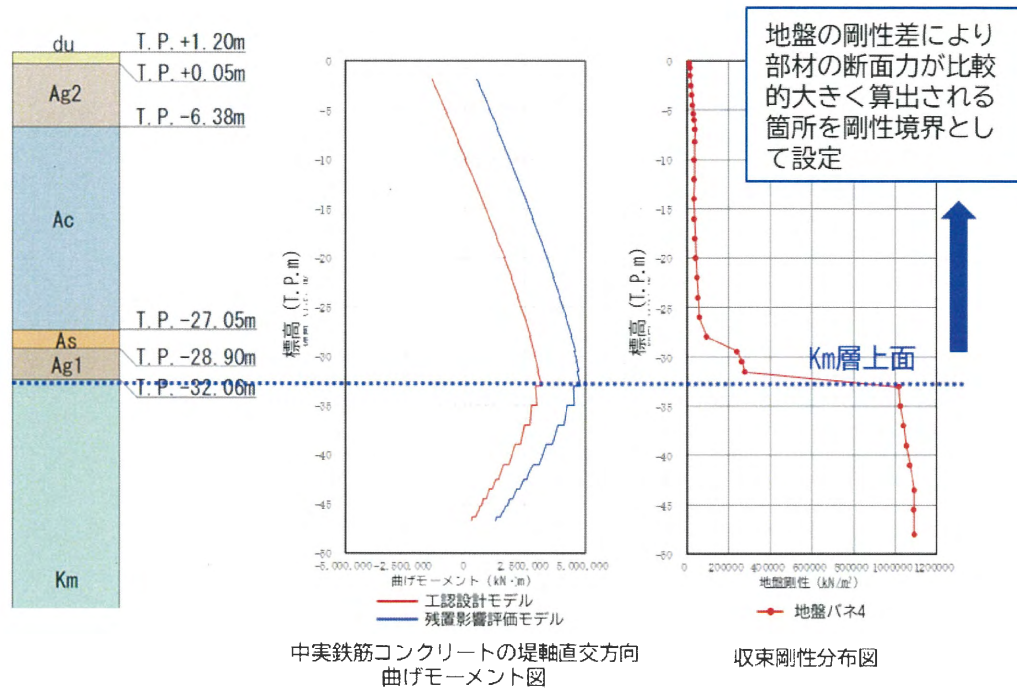


図2 中実鉄筋コンクリート（南基礎）の断面力図と地盤剛性の関係（地盤バネ4）

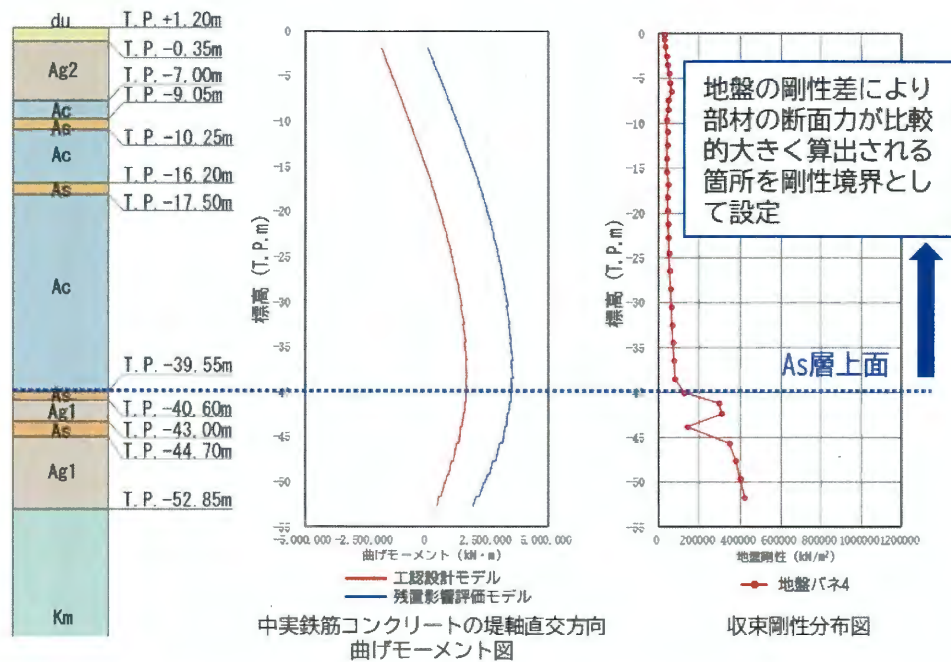
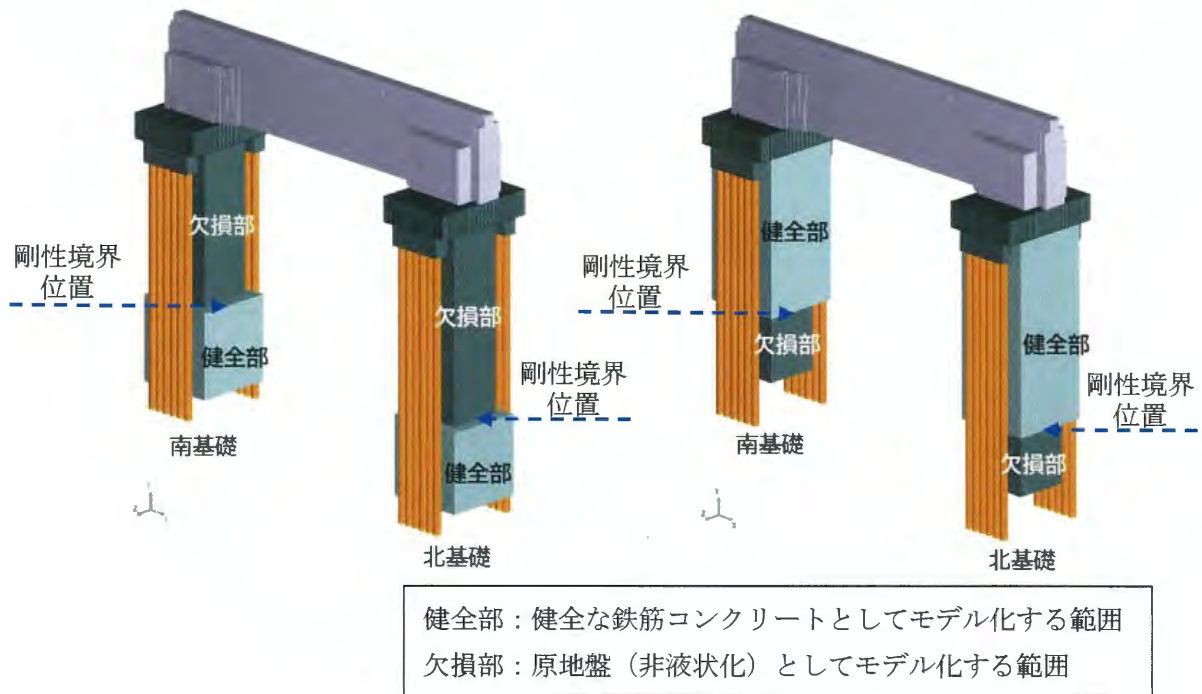


図3 中実鉄筋コンクリート（北基礎）の断面力図と地盤剛性の関係
（地盤バネ4）



欠損ケース1

欠損ケース2

図4 局所的な応力集中を仮定した欠損ケース

3. 耐震評価に係る部分欠損モデルの評価結果

部分欠損モデルによる耐震評価では、残置影響評価モデルにおいて最大照査値が発生している南基礎の中実鉄筋コンクリートに着目し、地震動及び検討ケースを選定する。部分欠損モデルによる評価結果を表1に示す。

いずれのケースにおいても各照査項目に対して最大照査値が1.0を下回ることを確認した。また、部分欠損モデルによる照査値は、概ね残置影響評価モデルによる照査値と同等もしくは下回ることを確認した。鉄筋引張応力度のみ残置影響評価モデルの照査値を若干上回っているが、0.35と十分に余裕がある値である。

表1 中実鉄筋コンクリートにおける評価結果

基礎	断面	地震動	地盤 ケース	照査項目	照査値			
					工認設計 モデル	残置影響 評価 モデル	部分欠損モデル	
							欠損 ケース1	欠損 ケース2
南基礎	堤軸	S _s -31 (H+, V+)	④	コンクリート 圧縮応力度	0.27	0.39	0.26	0.25
				鉄筋 引張応力度	0.36	0.32	0.35	0.27
				せん断力	0.80	0.99	0.81	0.82

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

4. 耐津波評価に係る部分欠損モデルの評価結果

部分欠損モデルによる耐津波評価では、残置影響評価モデルにおいて最大照査値が発生している南基礎の中実鉄筋コンクリートに着目し、荷重ケース及び地盤バネを選定した。部分欠損モデルによる評価結果を表2に示す。

いずれのケースにおいても各照査項目に対して最大照査値が1.0を下回ることを確認した。また、部分欠損モデルによる照査値は、残置影響評価モデルによる照査値よりも小さくなる傾向であることを確認した。

表2 中実鉄筋コンクリートにおける評価結果

基礎	断面	荷重ケース	地盤 バネ	照査項目	照査値			
					工認設計 モデル	残置影響 評価 モデル	部分欠損モデル	
							欠損 ケース1	欠損 ケース2
南基礎	二軸曲げ 合成照査	敷地に遡上 する津波 重畳時	地盤 バネ4	コンクリート 圧縮応力度	0.53	0.83	0.63	0.65
				鉄筋 引張応力度	0.56	0.90	0.67	0.69
	堤軸直交			せん断力	0.87	0.97	0.88	0.80

5. 部分欠損モデルによる評価のまとめ

前述の 3. 及び 4. の結果より，部分欠損モデルによる耐震及び耐津波評価は，残置影響評価モデルによる耐震及び耐津波評価と同等又は下回ることを確認した。以上より，局所的な損傷や同一深度への損傷の集中を想定した部分欠損モデルによる評価結果を踏まえても，残置影響評価モデルによる評価結果が保守的となることを確認した。

(参考 2) 鉄筋の腐食 (経年劣化) について

1. 鉄筋コンクリート内部の鉄筋の腐食メカニズム

鉄筋コンクリート中の鉄筋は、pH12 以上の強アルカリの環境であり、鉄筋の表面は不働態皮膜に覆われており、鉄筋の腐食はほとんど発生しない。しかし、鉄筋コンクリート構造物の供用期間中は、空気中の二酸化炭素 (CO_2)、塩化物イオン (Cl^-) がコンクリートへ浸透することに伴う中性化や塩害による鉄筋の不働態皮膜の破壊、水分、酸素の供給による鉄イオンの反応に伴う鉄さびの生成、鉄さびの膨張に伴うコンクリート内部応力の増加によるひび割れ発生の過程が繰返して進行し、最終的にはコンクリートの劣化 (剥離・崩落) に至る。鉄筋コンクリート内部の鉄筋腐食のメカニズムを図 1 に示す。また、図 1 中の鉄筋の腐食が発生する化学反応式を以下に示し、地下水に露出している鉄筋の腐食のメカニズムの詳細を図 2 に示す。

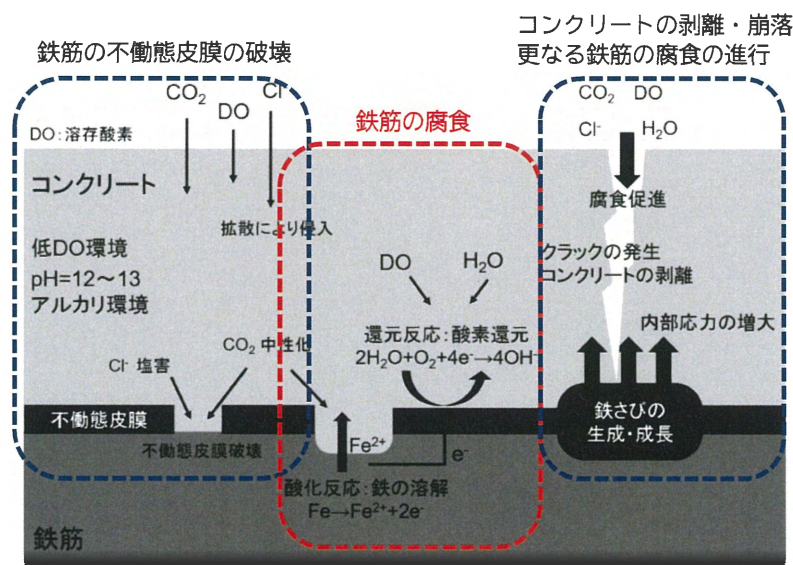
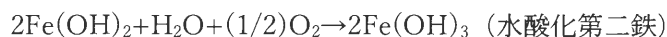
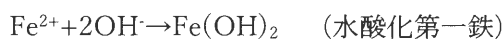
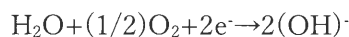
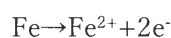


図 1 鉄筋コンクリート内部の環境及び鉄筋腐食のメカニズムの概要¹⁾

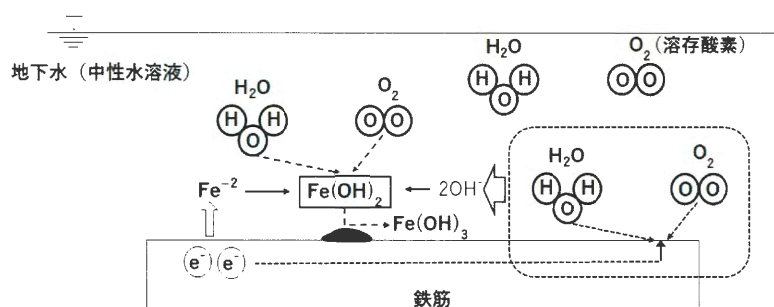


図 2 地下水中の鉄筋の腐食のメカニズム²⁾

一般的に、健全な鉄筋コンクリートの鉄筋の腐食及びコンクリートの劣化は、施工、使用環境条件の影響があるものの、建設されてから数十年の期間にかけて徐々に進行する。図3は日本の橋梁建設と補修の数を年代毎の推移を示し、1960年代の高度経済成長期に施工された構造物の鉄筋コンクリート設計耐用年数50年が経過した現在にコンクリートの剥離や崩落の劣化、補修、再建設が必要と報告されている。

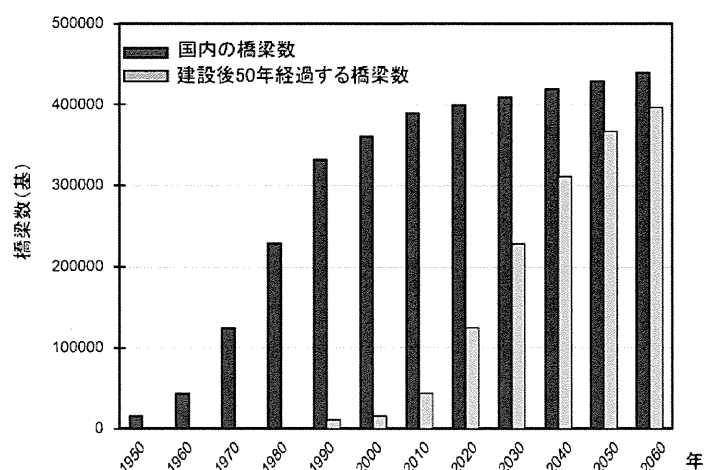


図3 日本の総橋梁数の推移予測¹⁾

(国土交通省のデータをもとに作成。2020年以降の橋梁数は、図の作成時にデータがないため、2010年から2020年にかけての橋梁数の増加と同様の増加をたどると仮定している)

注記：1) 土井康太郎：コンクリート中鉄筋の腐食診断技術，まてりあ（日本金属学会会報）第59巻，第6号，pp.313-320，2020年

2) 多田英司，西方篤：金属の腐食のしくみ，化学と教育，65巻，12号，pp.612-615，2017年

2. 地中連続壁部の鉄筋の腐食に係る考察

2.1 地中連続壁部の鉄筋の残置状況

鋼製防護壁基礎の中実鉄筋コンクリートは、施工時の不具合（コンクリート未充填、鉄筋の変形・脱落、鉄筋の高止まり）が発生している地中連続壁部を残置し、その内部を掘削後に築造する。地中連続壁部のコンクリート未充填箇所は、中実鉄筋コンクリート側は掘削後の目視調査、地山側は物理探査及びコアボーリング調査により確認している。地中連続壁部のコンクリート未充填箇所においては鉄筋が露出している状態であり、掘削が完了している中実鉄筋コンクリート側は大気中に露出している状態である。また、地中連続壁部の地山側のコンクリート未充填箇所の鉄筋は、地中連続壁部の天端はT.P.-1.84mであるため、地下水中に露出されている状態である。

2.2 鉄筋の残置状況を踏まえた腐食耐性に係る考察

鉄筋が気中に露出している地中連続壁部の中実鉄筋コンクリート側は、露出鉄筋の防錆処理後にコンクリートの充填を行い、壁面は平坦に補修を行う。当作業により、中実鉄筋コンクリートは、設計上の寸法及び鉄筋のコンクリートかぶりを確保する健全な鉄筋コンクリートが築造でき、既存の鉄筋コンクリート構造物と同等の腐食に対する耐性を有すると判断した。

一方、地中連続壁部の地山側のコンクリート未充填箇所の鉄筋は、地下水中に露出した状態となる。地下水中の鉄筋の腐食及び腐食の進行について以下に示す。

前節の鉄筋の腐食の化学反応式からは、鉄の腐食は水と酸素が主な要因であり、腐食が進行するには両要因の同時供給が必要となる。また、鉄筋の腐食の要因として塩害があるが、塩分の付着、または塩水との接触のみでの腐食は発生しない。塩分は周辺の水分を吸収する性質及び電気を流れやすくする性質を持っており、前者は大気中に露出されている鉄筋の腐食を促進する要因となり、後者は地下水中の鉄筋の表面に電位差の発生を活性化させ、水と酸素の供給がある場合に腐食を促進する要因となる。

地下水以深での鉄筋の腐食は、地下水中の溶存酸素が主な原因となる。地下水の起源は雨水や雪であり、降雨や降雪時は大気との接触、土中への浸透時は土中の間隙の空気との接触により空気中の酸素が溶け込まれ、地下水に溶存酸素として存在する。溶存酸素量は、地下水深が深く、流速が小さいほど少なくなるとされており、その原因としては、地下水は長い年月を経て地盤を浸透して流れることにより地層の酸化に酸素を消費されること、流速が小さいと酸素の供給が少なくなるためである。

ここで、地下水中に露出される鋼材の一例として、鋼管杭の腐食耐性について示す。

「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）（日本道路協会、平成24年）」では、地下水中の鋼管杭において、腐食の要因となる水、酸素及び鋼管杭表面の電位差の一つが欠けても腐食の反応は進行せず、腐食は防止されるとしている。建設省土木研究所の調査報告では、表1に示すように、地中の鋼管杭の腐食速度は平均0.001～0.024 mm/年であり、小さい値であるとされている。また、地中の腐食速度は、鉄の錆による遮蔽効果が働くことにより、図4に示すように経過年数とともに腐食速度は低下することがわかっている。図4には、建設省土木研究所の腐食状況調査による最大腐食速度の経過年数17年の腐食減量（以下、「腐食量」という。）を追記し、おおむね包含していることを確認した。

鋼管杭は腐食しろを考慮する設計となっており、「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）（日本道路協会、平成24年）」、「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物 抗土圧構造物、鉄道総合研究所）」、「建築基礎構造物設計指針（日本建築学会）」では腐食しろ1mmと規定している。腐食しろを設定する設計方法は、構造物の設計耐用年数期間中に鋼材の腐食量に見合った肉厚を、あらかじめ腐食しろとして見込む方法であり、図4より鋼管杭の腐食しろ1mmは100年経過時の鋼管杭の腐食量に相当し、設計耐用年数は100年となる。

表 1 鋼管杭の腐食調査結果³⁾

深 さ (m)	土 質 等	表面 状態	初期推定 平均肉厚 (mm)	実測肉厚 (mm)		腐食速度 (mm/yr)		外 観
				最小値	平均値	最大値	平均値	
-0.3~0.0	大 気 中	塗装	15.81	14.04	15.61	0.104	0.024	塗膜劣化部分の腐食著しい。
0.0~0.2	土 中	〃	15.81	15.26	15.76	0.032	0.003	部分的に腐食が認められる程度。
0.2~0.9	細 砂	裸	15.81	15.14	15.65	0.039	0.009	全体的に腐食している他、局部腐食もある。
1.7~2.5	シルト混り 細 砂	〃	15.81	14.76	15.41	0.062	0.024	全体的に腐食している他、局部腐食も多い。
5.2~6.1	粘土混り シルト	〃	15.42	15.28	15.39	0.008	0.002	ほとんど腐食が認められない。
10.2~11.1	〃	〃	9.02	8.90	8.99	0.007	0.002	〃
17.2~18.1	〃	〃	9.21	8.86	9.15	0.021	0.004	〃
24.2~25.1	〃	〃	8.74	8.61	8.73	0.008	0.001	〃
28.2~29.1	〃	〃	8.74	8.21	8.70	0.031	0.002	〃
35.2~36.1	細 砂	〃	9.57	9.38	9.52	0.011	0.003	〃

以上より、地下水中の鋼材の腐食速度は100年で1mmと十分小さいことを確認した。また、地中連続壁部の地山側の鉄筋の腐食は、地中連続壁部が一定の厚さを有すること、中実鉄筋コンクリートは鉄筋のかぶりを確保することにより、中実鉄筋コンクリートへの影響はないと判断した。

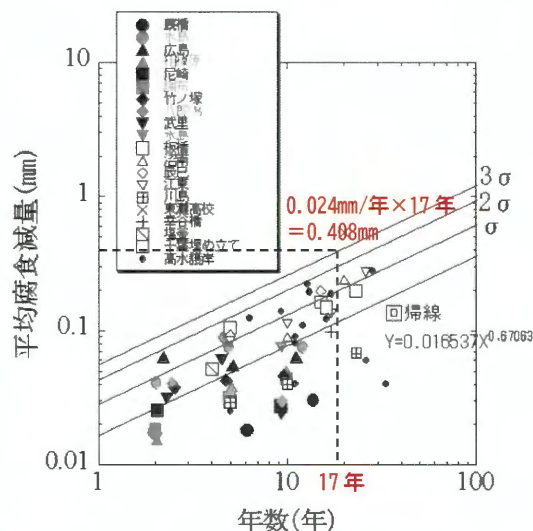


図 4 地中での腐食減量の経年変化⁵⁾

(図中の赤字は建設省土木研究所の設置後17年経過した鋼管杭腐食調査の最大腐食速度による腐食減量を示す)

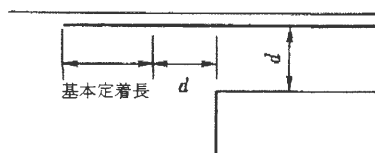
注記：3) 森芳徳，片脇清他：幸谷橋において17年間共用された鋼管ぐい橋脚の土中腐食，土木技術資料，23-6，1981年

4) 大崎順彦：鋼ぐいの腐食，p.66，鋼材倶楽部（現社団法人日本鉄鋼連盟），1980年

5) 守屋進，村瀬正次，中瀬啓眞：鋼管，鋼矢板の土中腐食性状の統計的検討，土木技術資料47-3，p.54，2005年

中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方法）における鉄筋定着に関する設定の考え方を示す。

中実鉄筋コンクリート内の鉄筋定着は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に示す図 1 の(a)の場合として「基本定着長 + d」以上とする。また、基本定着長については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に示す図 2 より算出する。図 2 より算出した鉄筋の基本定着長を表 1 に示す。表 1 に示すとおりコンクリート設計基準強度が 50 N/mm² で鉄筋種別が SD490 の基本定着長は 32.65 φ となることから、D51 鉄筋の場合の基本定着長は 1850 mm (36.25 φ) である。中実鉄筋コンクリート内の鉄筋定着について、図 7 に算定した定着長及び当該定着長の確保状況を示す。



d : 部材の有効高さ

$$l_a = \frac{\sigma_{\infty}}{4\tau_{0a}}\phi \dots\dots\dots (7.8.1)$$
 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

図2 付着応力度より算出する重ね継手長（基本定着長）

表 1 鉄筋の基本定着長

種別	コンクリート 設計基準 強度	許容 付着 応力度 (N/mm ²)	鉄筋種別 (許容引張応力度 N/mm ²)		
			SD345	SD390	SD490
			200	230	290
気中	24	1.6	31.25φ	35.94φ	45.31φ
	40	2.0	25.00φ	28.75φ	36.25φ
	50	2.0	25.00φ	28.75φ	36.25φ
水中(連壁)	40	1.55	32.26φ	37.10φ	46.77φ

注記 中実鉄筋コンクリート コンクリート設計基準強度: 50N/mm²
鉄筋種別・鉄筋径 : SD490・D51

2. 中実鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへの鉄筋定着について

中実鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへの鉄筋定着は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」の図 3 に示す場所打ち杭の接続方法の場合として「基本定着長+10φ」以上とする。基本定着長については「1. 中実鉄筋コンクリート内の鉄筋定着について」と同様に，図 2 より算出する。図 2 より算出した鉄筋の基本定着長を表 1 に示す。また，鉄筋定着の該当箇所を図 7 に示す。頂版鉄筋コンクリートに定着させる鉄筋定着について，図 7 に算定した定着長及び当該定着長の確保状況を示す。

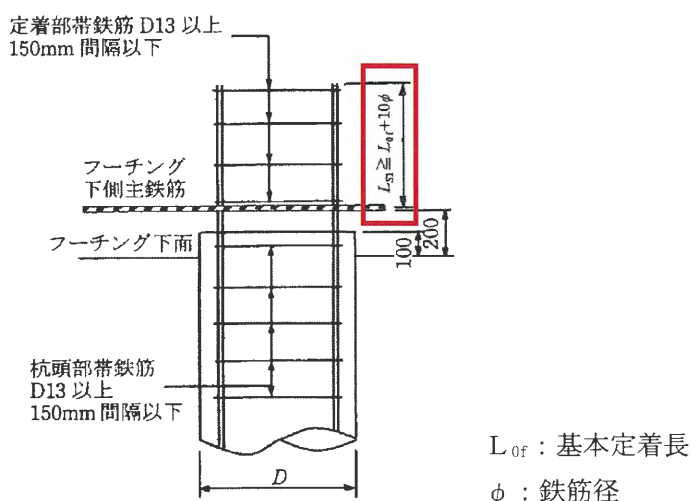


図 3 中実鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートに定着させる定着長
（軸方向鉄筋（鉛直方向））

3. 中実鉄筋コンクリート下端の鉄筋定着について

鉄筋定着の該当箇所を図 7 に示す。中実鉄筋コンクリート先端部における鉄筋定着については，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」の「15 章 深礎基礎」「15.9 構造細目」に準じて決定する。ただし，「15.9 構造細目」には「軸方向鉄筋は 12.11.2(3)1) の規定に準じて配置する」との記載があり，12.11.2(3)1) によれば，図 4 に示すとおり，基礎先端の軸方向鉄筋においてはフックをつけなくてよいと記載されている。以上のとおり，道路橋示方書では深礎基礎先端において必要な定着性能は明記されておらず，“フックをつけなくてよい”との記載から，基礎先端部においては，可能な範囲で軸方向鉄筋（鉛直方向）を延長することで構造上の問題はないと解釈できる。

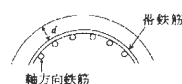


図-12.11.1 鉄筋のかぶり d

(3) 軸方向鉄筋及び帯鉄筋は，施工性に配慮したうえで有効に機能するよう，次により配置する。

- 1) 軸方向鉄筋の鉄筋量，寸法及び間隔は表 12.11.1 による。なお，軸方向鉄筋は一重配筋としフックをつけなくてよい。

図 4 道路橋示方書 12.11.2(3)1) の抜粋

「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」

この解釈によると，中実コンクリート先端部において必ずしも必要定着長を確保する必要はないことから，定着長に係る特段の照査は実施しない方針とする。ただし，基礎先端部の発生断面力に対し鉄筋とコンクリートが一体として挙動することを設計上評価しておく必要があると判断したことから，図 5 に示す「鉄筋コンクリート設計計算指針・同解説（日本建築学会，2024）」に基づき，最大発生せん断力に対して局部付着応力度を算出し，許容付着応力度を下回ることを確認する。許容付着応力度を表 1 に示す。

b) 曲げ付着応力度の算定
 解説図 16.1) において，微小長さ dx だけ離れた 2 面に，せん断力 Q が加わることにより，引張鉄筋には $(T+dT) - T = dT$ の引張力差を生じる。この差分 dT は曲げモーメントの増分 dM によって生じるので，次式となる

$$dT = \frac{dM}{l} \quad \text{〔解 16.1〕}$$

一方， dT は，長さ dx ，周長 ϕ の鉄筋表面に付着応力度 τ_a を生じさせるので，次式となる

$$dT = \tau_a \phi dx \quad \text{〔解 16.2〕}$$

〔解 16.1〕式および〔解 16.2〕式を等置し，さらに $dM/dx = Q$ の条件を代入すると，次式が得られる

$$\tau_a = \frac{Q}{\sum \phi \cdot j}$$

局部付着応力度の算出式

〔解 16.3〕

解説図 16.1 曲げ付着応力度

〔解 16.3〕式によって求められる付着応力度は曲げ付着応力度と呼ばれ，曲げモーメントの変化する部分（せん断力の作用する部分）で平面保持仮定のもとで生じる局部的な付着応力度である。この付着応力度はせん断力の分布に応じて分布する性質のものであり，曲げ付着応力度が過大な大きさとなる場合，付着破壊によって局部的にコンクリートと鉄筋の一体性は損なわれる。その場合でも，付着破壊した断面の両側で鉄筋が十分に定着されていれば，局所的付着が一部分損なわれたとしても，部材の曲げ・せん断に対する総局強度は必ずしも損なわれない。そのため，次項の平均付着応力度に基づく検討方法も併用してよい。

図 5 局部付着応力度の算出

「鉄筋コンクリート設計計算指針・同解説（日本建築学会，2024）」

軸方向鉄筋（鉛直方向）の局部的付着応力度の算出においては，図 6 に示すとおり，引張側の軸方向鉄筋（鉛直方向）のうち赤線内の軸方向鉄筋（鉛直方向）のみを考慮する。

中実鉄筋コンクリートの各部位に発生する最大せん断力に対する軸方向鉄筋（鉛直方向）の局部付着応力度の照査結果を表 2 及び表 3 に示す。同表から，工認設計モデル及び残置影響評価モデルにおいて，耐震評価及び耐津波評価で算出した局所付着応力度が表 1 に示す許容付着応力度未満であることを確認した。

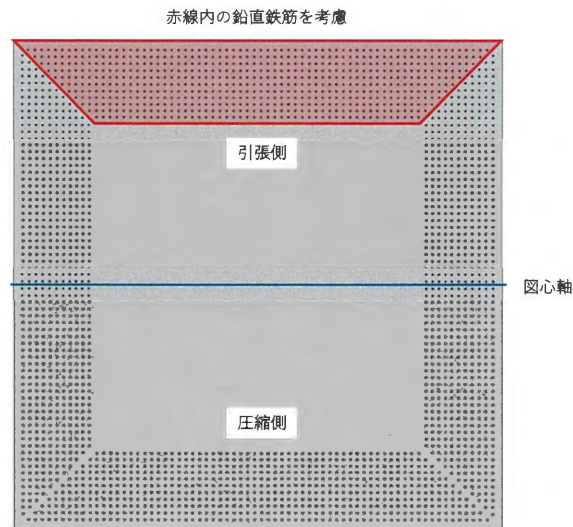


図 6 局部付着応力度の算出に考慮する低減率

表 2 工認設計モデルの局部付着応力度照査結果

基礎・配筋パターン		工認設計モデル											
		耐震						耐津波（敷地に遡上する津波）					
		堤軸方向			堤軸直交方向			堤軸方向			堤軸直交方向		
		せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値
北基礎		111296	0.200	0.10	102100	0.183	0.10	97299	0.175	0.09	185592	0.333	0.17
南基礎	上部	192433	0.314	0.16	137170	0.224	0.12	119881	0.196	0.10	215990	0.352	0.18
	中央（上）	209596	0.279	0.14	144634	0.192	0.10	129299	0.172	0.09	214108	0.285	0.15
	中央（下）	215000	0.232	0.12	135923	0.147	0.08	130817	0.141	0.08	203725	0.220	0.12
	下部	76410	0.102	0.06	96393	0.128	0.07	120417	0.160	0.09	166211	0.221	0.12

表 3 残置影響評価モデルの局部付着応力度照査結果

基礎・配筋パターン		残置影響評価モデル											
		耐震						耐津波（敷地に遡上する津波）					
		堤軸方向			堤軸直交方向			堤軸方向			堤軸直交方向		
		せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値
北基礎		148456	0.266	0.14	120242	0.216	0.11	159016	0.285	0.15	197607	0.355	0.18
南基礎	上部	212129	0.346	0.18	146350	0.239	0.12	167682	0.274	0.14	220389	0.360	0.18
	中央（上）	252757	0.336	0.17	158829	0.211	0.11	193316	0.257	0.13	222805	0.296	0.15
	中央（下）	264682	0.286	0.15	148785	0.161	0.09	199903	0.216	0.11	219503	0.237	0.12
	下部	75484	0.100	0.06	95495	0.127	0.07	135945	0.181	0.10	214281	0.285	0.15

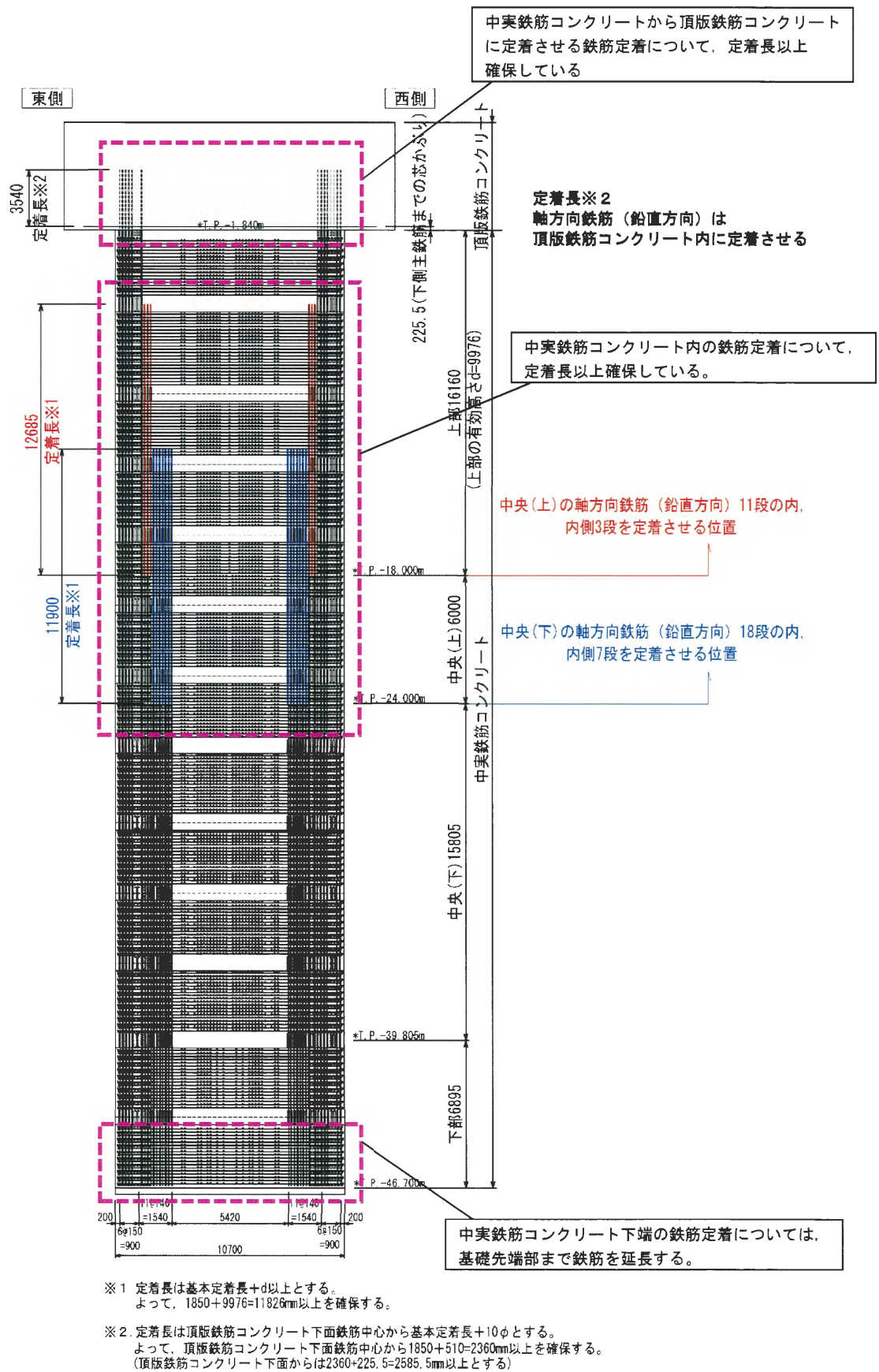


図7 軸方向鉄筋 (鉛直方向) の鉄筋定着箇所図 (南基礎)

(参考4) 基礎地盤の鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価について

残置影響評価モデルにおける基礎地盤の鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価を示す。

1. 極限引抜き抵抗力

極限引抜き抵抗力は(式1)により算出する。算出に用いる地盤のせん断強度(CU強度)を表1に示す。なお、鋼管杭の周囲には、先行掘削孔との間に原地盤よりも強度の高い均質置換土(セメントベントナイト)があるが、ここでは原地盤のせん断強度を用いて保守側に評価する。

$$P_u = U \sum (L_i \cdot CU_i) \quad (\text{式 1})$$

ここで、

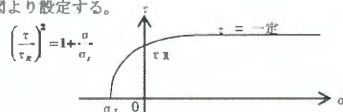
P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)

U : 杭の周長 (m)

L_i : 引抜き抵抗を考慮する層の層厚 (m)

CU_i : 引抜き抵抗を考慮する層のせん断強度 (kN/m²)

表 1 地盤のせん断強度 (CU強度)

項目		f1層	第四系										新第三系	
			du層	Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	1m層	D1c-1層	D1g-1層	Km層
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³) (*1)	1.82	1.89	—	—	—	1.77	1.92	2.15	1.43	1.77	1.89	—	
		1.98	2.01	1.65	1.74	2.01				1.47		2.01	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot Z$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	$4.00+199 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	11.4	$21.1+14.8 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	$32.3+5.46 \cdot \sigma c'$	$16.0+48.3 \cdot \sigma c'$	$83.4+160 \cdot \sigma c'$	$7.26+19.6 \cdot \sigma c'$	$32.3+5.46 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	$221-2.23 \cdot Z$	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²) (*1)	80.3	109	—	—	—	129	249	538	24.8	139	287	—	
		87.3	116	$\frac{\rho_{sat}}{1000} \times V_s^2$ $V_s=163-1.54z$	$\frac{\rho_{sat}}{1000} \times V_s^2$ $V_s=211-1.19z$	246						306	$\frac{\rho}{1000} \times V_s^2$ $V_s=433-0.771 \cdot Z$	
	動ポアソン比 ν_d (*1)	0.385	0.286	—	—	—	0.488	0.465	0.462	0.494	0.487	0.382	—	
		0.493	0.491	0.486	0.484	0.483						0.474	$0.463+1.03 \times 10^{-4} \cdot Z$	
	せん断剛性のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$\frac{1}{1+1540 \gamma^{1.04}}$	$\frac{1}{1+2520 \gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.909}}$	$\frac{1}{1+422 \gamma^{0.961}}$	$\frac{1}{1+1730 \gamma^{1.11}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+1100 \gamma^{0.994}}$	$\frac{1}{1+237 \gamma^{0.732}}$	$\frac{1}{1+222 \gamma^{0.975}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+2520 \gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+107 \gamma^{0.824}}$	
		減衰定数 $h \sim \gamma$	$\frac{1}{(4.47 \gamma^{0.00402})^{0.0102}}$	$\frac{1}{(4.10 \gamma^{0.00347})^{0.00413}}$	$\frac{1}{(4.46 \gamma^{0.0101})^{0.0022}}$	$\frac{1}{(4.40 \gamma^{0.0121})^{0.0144}}$	$\frac{1}{(3.77 \gamma^{0.0102})^{0.00781}}$	$\frac{1}{(4.40 \gamma^{0.00347})^{0.0028}}$	$\frac{1}{(4.44 \gamma^{0.00463})^{0.0132}}$	$\frac{1}{(5.10 \gamma^{0.02782})^{0.00233}}$	$\frac{1}{(4.81 \gamma^{0.0161})^{0.0121}}$	$\frac{1}{(4.43 \gamma^{0.00347})^{0.0028}}$	$\frac{1}{(4.10 \gamma^{0.00347})^{0.00413}}$	$\frac{1}{(4.41 \gamma^{0.0144})^{0.0184}}$
強度特性	ピーク強度 C_u (N/mm ²)	0.491P +0.200	1.12P +0.670	1.40P+0.620	0.242P+0.090	1.42P+0.464	1.40P+0.620	0.274P+0.180	0.462P+0.230	0.770P+0.594	0.338P+0.050	0.274P+0.180	1.40P+0.620	備考参照
	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	0.500P +0.195	1.00P +0.577	1.20P+0.548	0.220P+0.059	1.43P+0.430	1.20P+0.548	0.170P+0.141	0.310P+0.213	0.788P+0.582	0.280P+0.036	0.170P+0.141	1.20P+0.548	$\tau^2=0.632 \cdot \sigma$ ($\sigma < 0.572$ N/mm ²) $\tau=0.601$ ($\sigma \geq 0.572$ N/mm ²)
備 考		新第三系の強度特性は右図より設定する。  $\sigma_t = 0.141-0.00114 \cdot Z$ $\tau_R = 0.364-0.00168 \cdot Z$ $C_{CU} = 0.837-0.00346 \cdot Z$ $\phi = 0^\circ$ Z: 標高EL. 表示(m)												

注記 *1: 上段は地下水位而以浅, 下段は地下水位以深に対する値を示す。

P (N/mm²) : 圧密圧力 (有効上載圧) G/G₀ (—) : 剛性低下率

ρ_{sat} (g/cm³) : 飽和密度 h (—) : 減衰定数

V_s (m/s) : せん断波速度 γ (—) : せん断ひずみ

注記 「補足-340-1 改8 東海第二発電所 耐震性に関する説明書に係る補足説明資料 地盤の支持性能について」の抜粋に加筆

2. 耐震評価

2次元有効応力解析によって算出される杭頭の引張力が、前述の算出式（式1）より求めた極限引抜き抵抗以下となることを確認する。

鋼管杭の引抜き抵抗性能結果を表2～表5に示す。南基礎においては S_3 -D1〔H－, V－〕（地盤ケース④, ③-③断面）で最大の11914 kNとなり、地盤の極限引抜き抵抗146105 kN以下であり、北基礎においては S_3 -31〔H＋, V＋〕（地盤ケース④, ②-②断面）で最大の5420 kNとなり、地盤の極限引抜き抵抗142008 kN以下であることを確認した。

いずれも工認設計モデルでの値を下回っており、堤軸方向の①-①断面については引抜きが生じない結果となっている。

なお、鋼管杭に対する引抜き抵抗力は、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」において、レベル2地震時には評価対象としていない。ここで、 S_3 地震動はレベル2相当を上回る規模の地震である。

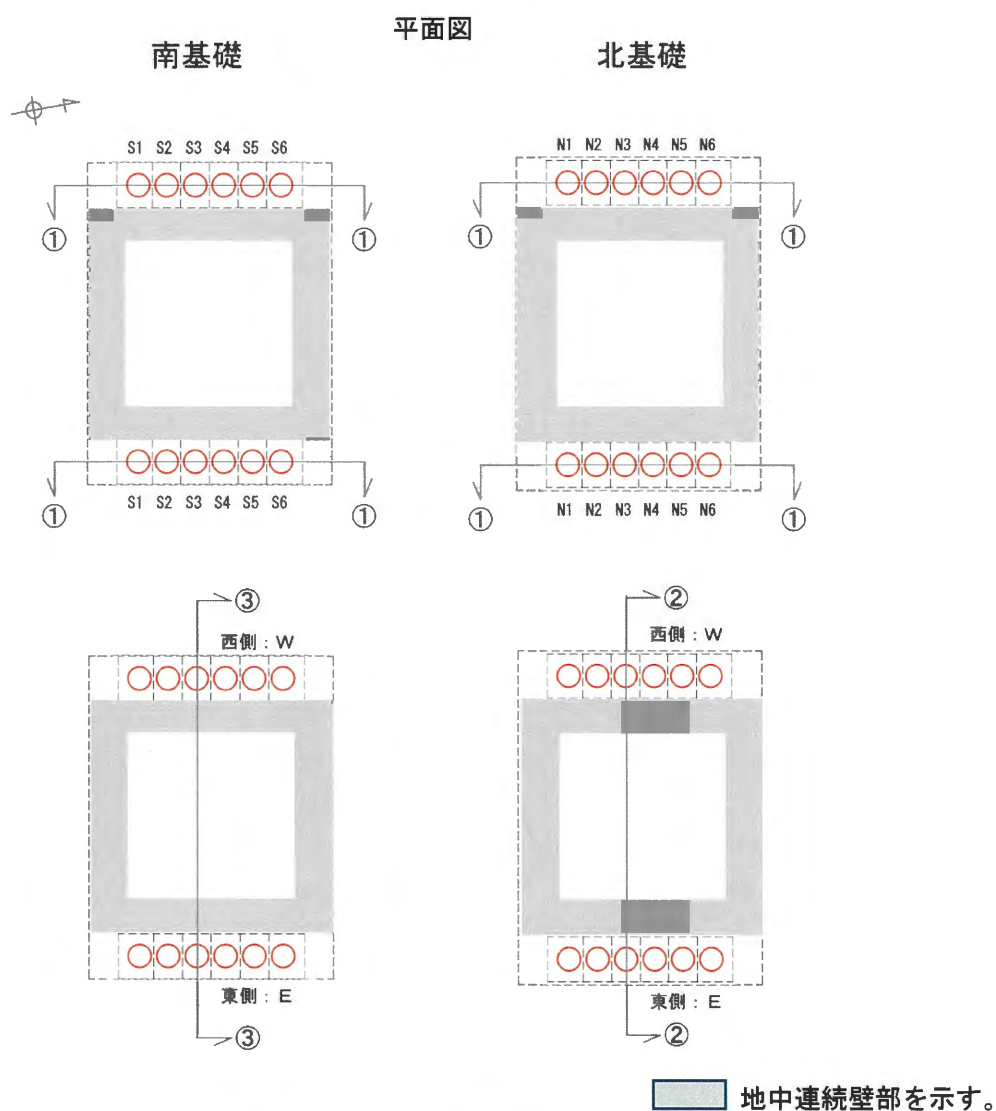


図1 杭記号位置図（鋼管杭）

表 2 ①-①断面南基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能結果

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	杭頭の 最大引張力	極限 引抜き抵抗力
				(kN)	(kN)
①	$S_s - 31$	H+, V+	S 2	-405	146105
②	$S_s - 31$	H+, V+	S 2	-426	146105
③	$S_s - 31$	H+, V+	S 2	-374	146105
④	$S_s - 31$	H+, V+	S 2	-353	146105
⑤	$S_s - 31$	H+, V+	S 2	-412	146105
⑥	$S_s - 31$	H+, V+	S 2	-435	146105

注記 : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図 1 に示す。ハッチ部は最大値を示す。
 最大引張力が負の場合は全杭とも全時刻において圧縮状態であることを示す。

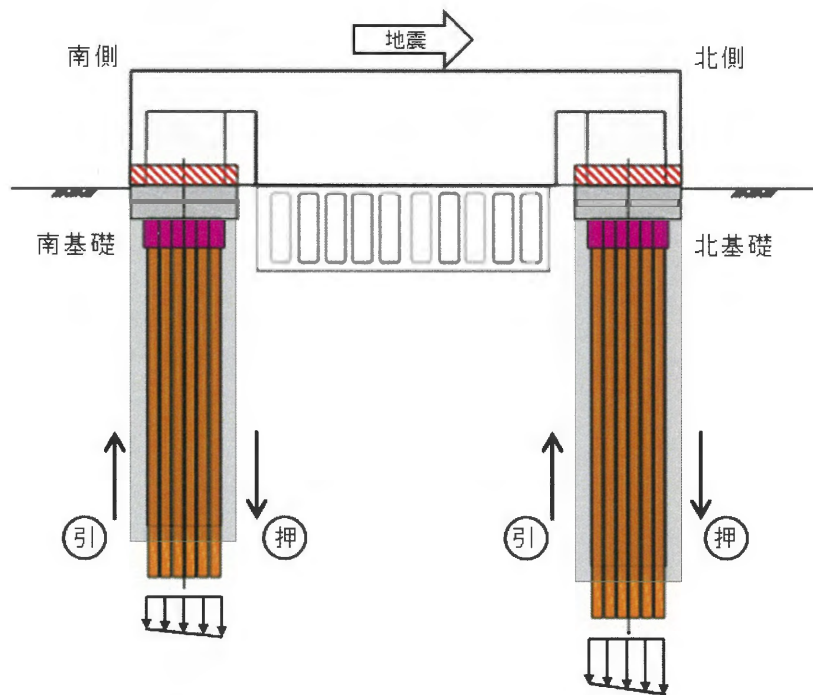


表 3 ①-①断面北基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能結果

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	杭頭の 最大引張力	極限 引抜き抵抗力
				(kN)	(kN)
①	$S_s - 31$	H+, V+	N 1	-192	142008
②	$S_s - 31$	H+, V+	N 1	-166	142008
③	$S_s - 31$	H+, V+	N 1	-223	142008
④	$S_s - 31$	H+, V+	N 1	-111	142008
⑤	$S_s - 31$	H+, V+	N 1	-188	142008
⑥	$S_s - 31$	H+, V+	N 1	-170	142008

注記 : ① : 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液化化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図1に示す。ハッチ部は最大値を示す。
 最大引張力が負の場合は全杭とも全時刻において圧縮状態であることを示す。

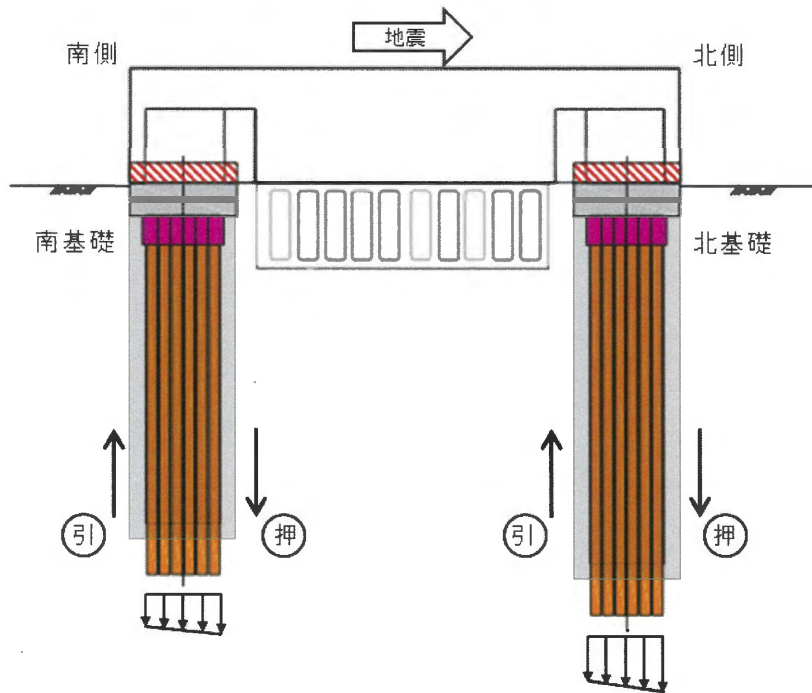


表4 ③-③断面南基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能結果

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	杭頭の 最大引張力	極限 引抜き抵抗力
				(kN)	(kN)
①	S_s-D1	H-, V-	西側	11127	146105
②	S_s-D1	H-, V-	西側	10766	146105
③	S_s-D1	H-, V-	西側	11317	146105
④	S_s-D1	H-, V-	西側	11914	146105
⑤	S_s-D1	H-, V-	西側	11522	146105
⑥	S_s-D1	H-, V-	西側	11494	146105

注記 : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図1に示す。ハッチ部は最大値を示す。

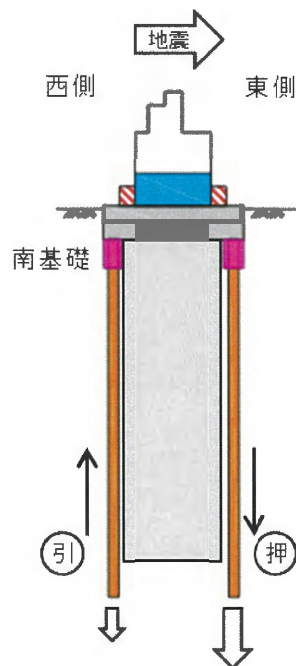
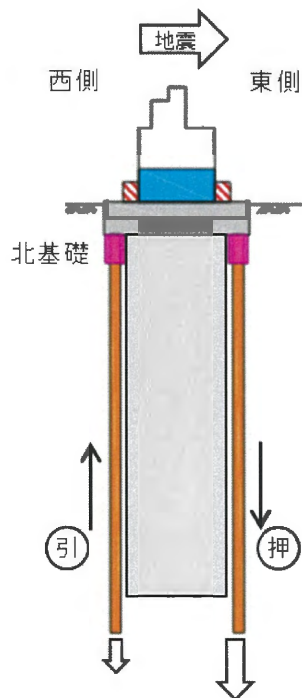


表 5 ②-②断面北基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能評価結果

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	杭頭の 最大引張力	極限 引抜き抵抗力
				(kN)	(kN)
①	$S_s - 31$	H+, V+	西側	5337	142008
②	$S_s - 31$	H+, V+	西側	4230	142008
③	$S_s - 31$	H+, V+	西側	4257	142008
④	$S_s - 31$	H+, V+	西側	5420	142008
⑤	$S_s - 31$	H+, V+	西側	4949	142008
⑥	$S_s - 31$	H+, V+	西側	3804	142008

注記 : ①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図 1 に示す。ハッチ部は最大値を示す。



(参考5) 3次元静的フレーム解析による支持性能評価について

「4.2.2 (5) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」においては、2次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎地盤の重畳時の支持性能評価結果を示した。これに対し、本資料では3次元静的フレーム解析による鋼製防護壁基礎地盤の重畳時の支持性能評価結果を示す。

接地圧の算出位置は、図1に示すとおり中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭底面である。接地圧は、これらの位置に設定した地盤バネの鉛直方向反力から算出する。なお、中実鉄筋コンクリートの接地圧は、残置影響評価モデルを用いるため、地中連続壁底面が負担する接地圧も中実鉄筋コンクリート底面にて負担するとして算出する。中実鉄筋コンクリート底面における支持性能に対する評価結果を表1に、接地圧分布図を図2及び図3に示す。一方、鋼管杭底面における支持性能に対する評価結果を表2に、表2に示した杭記号の位置を図4に示す。

表1、図2及び図3より、中実鉄筋コンクリート底面における接地圧の最大値は、地盤バネ5において北基礎で5759 kN/m²、南基礎で3015 kN/m²であり、いずれも基礎地盤の極限支持力度以下（北基礎の最大照査値0.95、南基礎の最大照査値0.51）であることを確認した。

一方、鋼管杭底面については、表2より、接地圧の最大値は地盤バネ2において北基礎で2486 kN/m²、南基礎で2289 kN/m²であり、いずれも基礎地盤の極限支持力度以下（北基礎の最大照査値0.49、南基礎の最大照査値0.46）であることを確認した。なお、最大接地圧が最大になる地盤バネ2における各鋼管杭の接地圧は、表3に示すとおりである。表3から北基礎の接地圧の最大値は取水口側のNW1で発生し、南基礎の接地圧の最大値も取水口側のSW6で発生する。これは、図5に示すとおり取水口側の鋼管杭ほど底面地盤に強く押し付けられるためである。

以上のことから、2次元有効応力解析による評価結果と同様に、3次元静的フレーム解析においても中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭底面の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

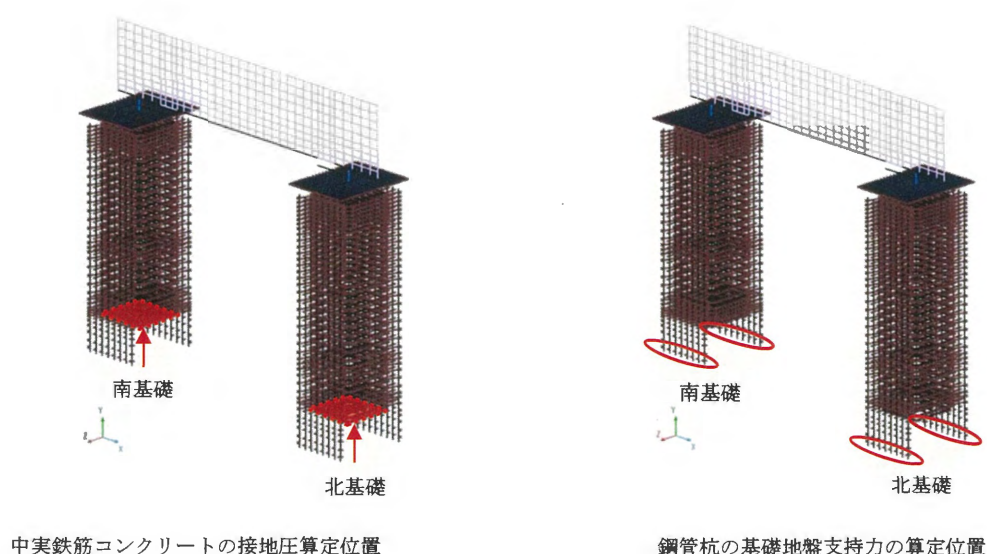
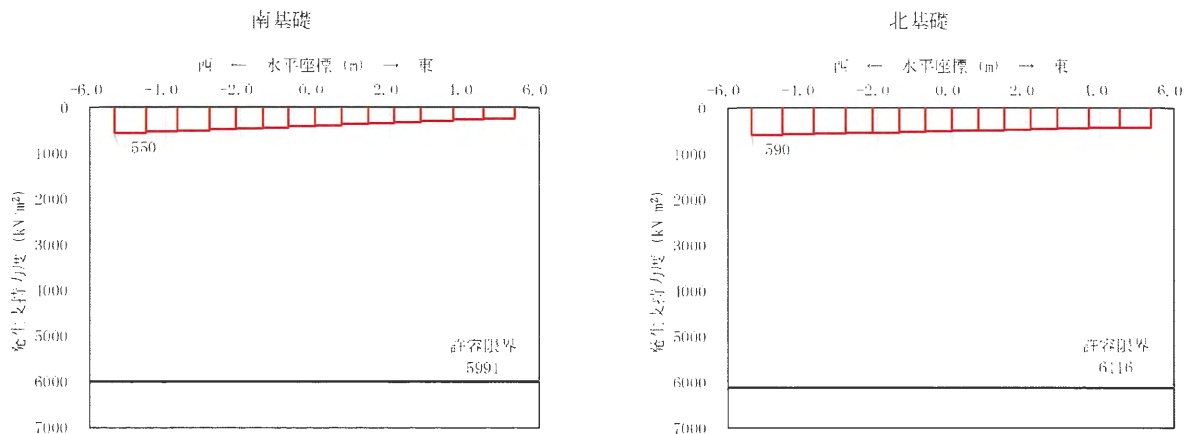


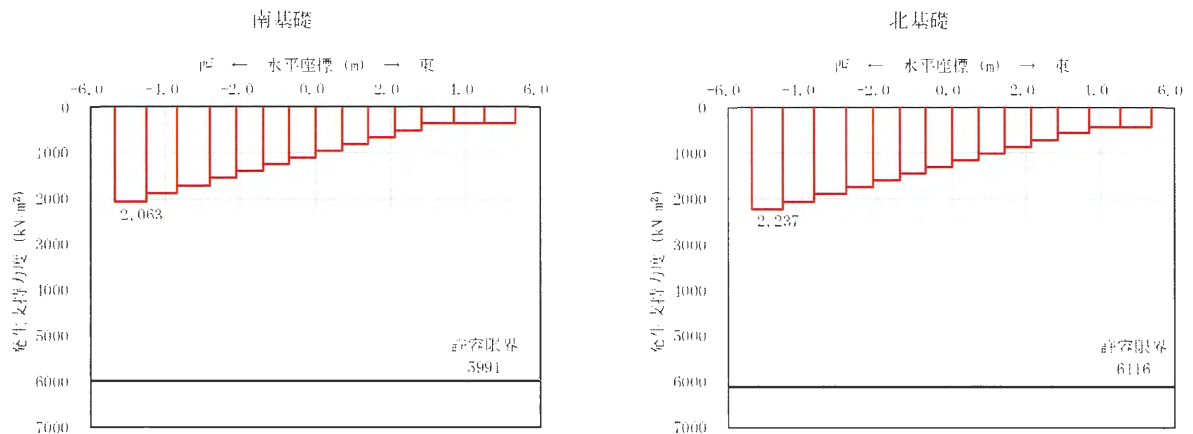
図1 中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の接地圧算出位置

表 1 基礎地盤の支持性能評価結果
(中実鉄筋コンクリート)

荷重条件	地盤バネ ケース	基礎	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	590	6116	0.10
		南基礎	550	5991	0.10
	地盤バネ 2	北基礎	2237	6116	0.37
		南基礎	2063	5991	0.35
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	3315	6116	0.55
		南基礎	2233	5991	0.38
	地盤バネ 4	北基礎	5325	6116	0.88
		南基礎	2747	5991	0.46
	地盤バネ 5	北基礎	5759	6116	0.95
		南基礎	3015	5991	0.51

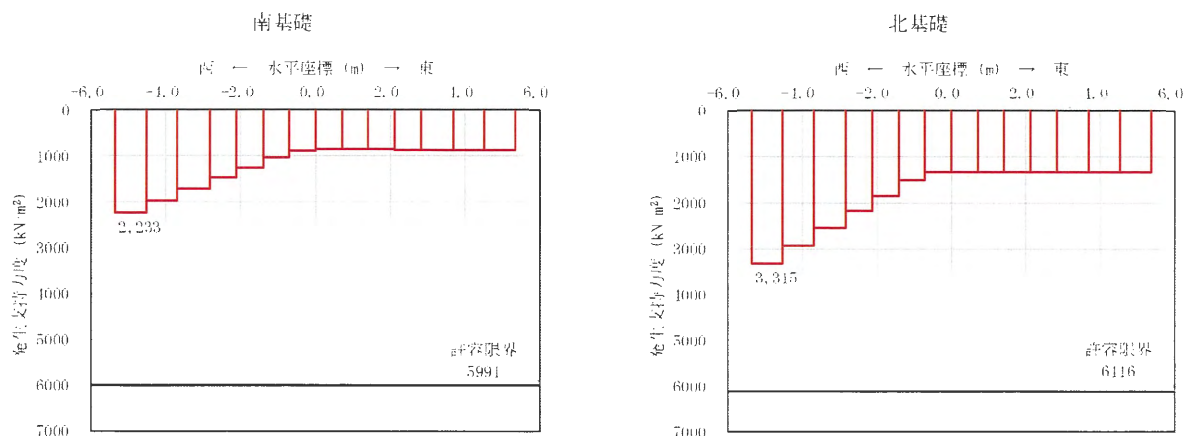


地盤バネ 1 津波時 (敷地に遡上する津波)

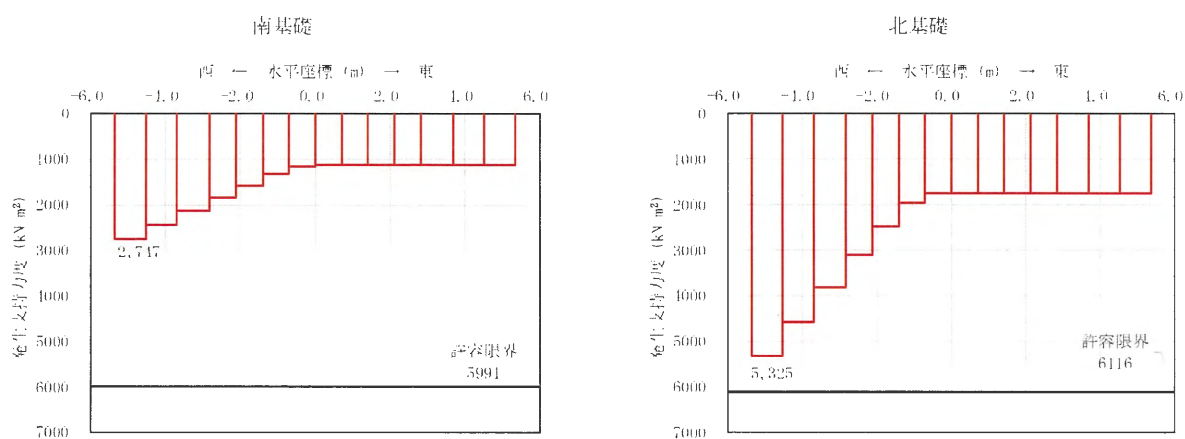


地盤バネ 2 津波時 (敷地に遡上する津波)

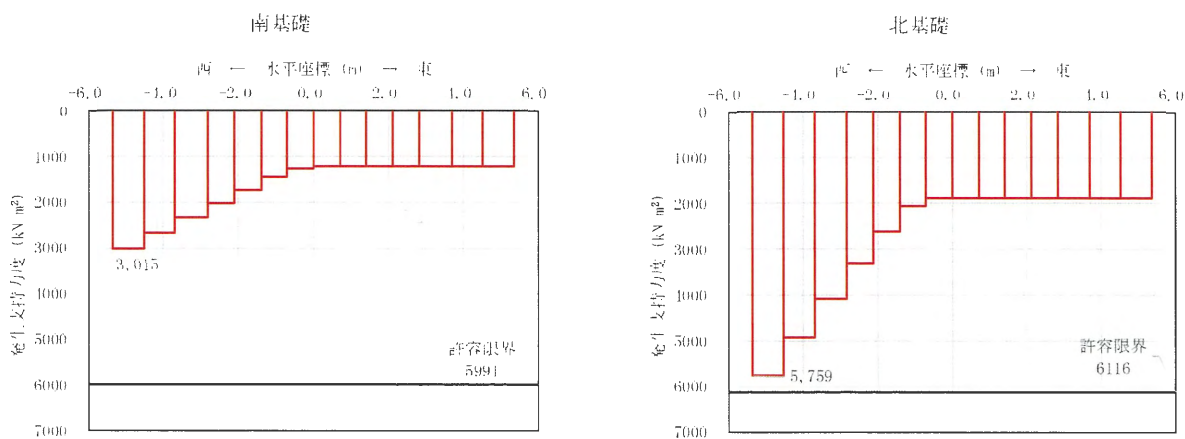
図 2 津波時 (敷地に遡上する) の中実鉄筋コンクリートの接地圧分布図



地盤バネ 3 重畳時（敷地に遡上する津波）



地盤バネ 4 重畳時（敷地に遡上する津波）



地盤バネ 5 重畳時（敷地に遡上する津波）

図 3 重畳時（敷地に遡上する）の中実鉄筋コンクリートの接地圧分布図

表 2 基礎地盤の支持性能評価結果
(鋼管杭)

荷重 条件	地盤バネ ケース	基礎	杭記号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	NW5	48	5092	0.01
		南基礎	SW2	22	5039	0.01
	地盤バネ 2	北基礎	NW1	2486	5092	0.49
		南基礎	SW6	2289	5039	0.46
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	NW6	472	5092	0.10
		南基礎	SW1	256	5039	0.06
	地盤バネ 4	北基礎	NW6	904	5092	0.18
		南基礎	SW1	318	5039	0.07
	地盤バネ 5	北基礎	NW6	993	5092	0.20
		南基礎	SW1	327	5039	0.07

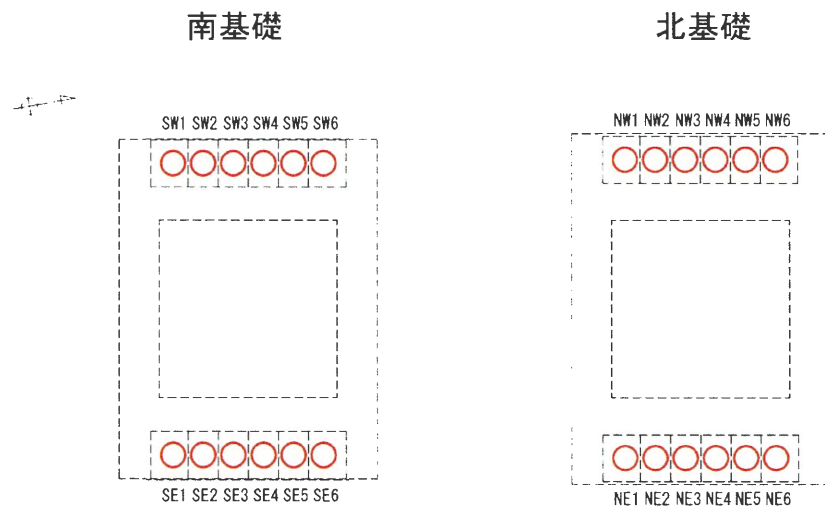


図 4 杭記号位置図 (鋼管杭)

表 3 基礎地盤の支持性能評価結果（地盤バネ 2 の結果詳細）

荷重 条件	地盤バネ ケース	基礎	杭記号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 2	北基礎	NW1	2486	5092.0	0.49
			NW2	2161	5092.0	0.43
			NW3	2159	5092.0	0.43
			NW4	2157	5092.0	0.43
			NW5	2156	5092.0	0.43
			NW6	2477	5092.0	0.49
		南基礎	SW1	2264	5039.0	0.45
			SW2	1999	5039.0	0.40
			SW3	2003	5039.0	0.40
			SW4	2007	5039.0	0.40
			SW5	2012	5039.0	0.40
			SW6	2289	5039.0	0.46

注記 津波時及び重畳時の津波種別は、敷地に遡上する津波の重畳時である。

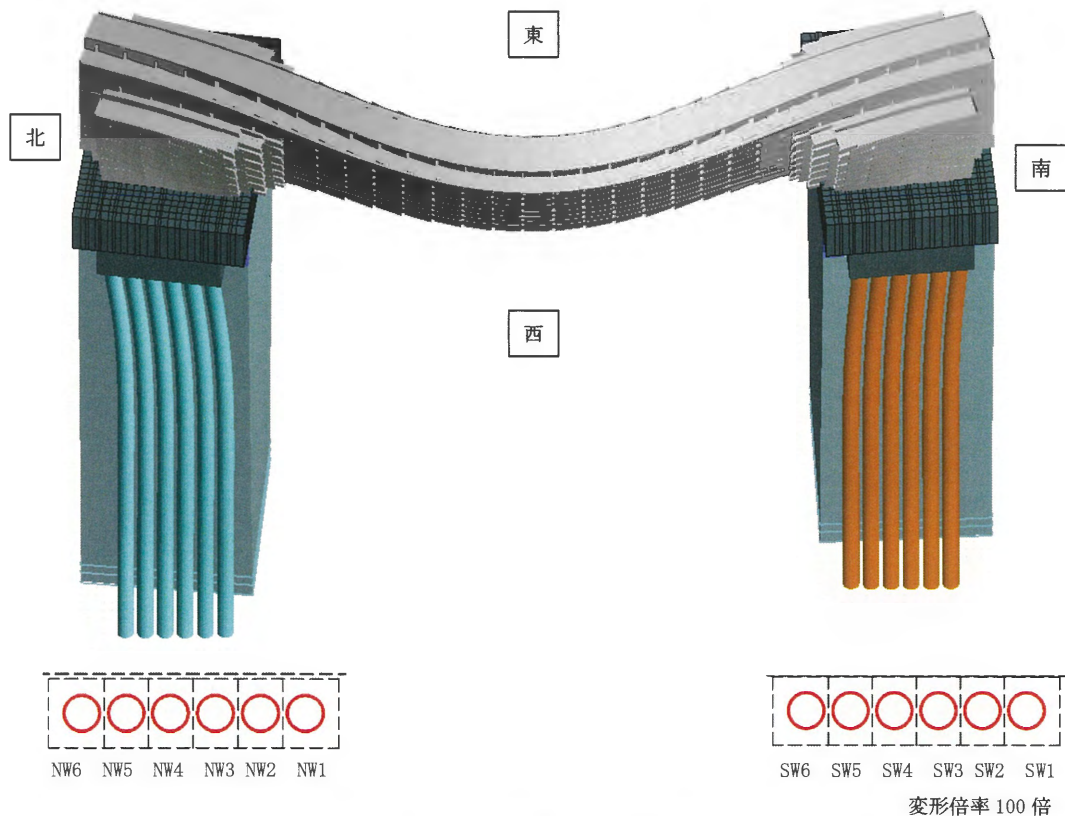


図 5 津波時（敷地に遡上する津波）の地盤バネ 2 における変形図