

原子力規制庁長官官房

技術基盤グループ安全技術管理官（地震・津波担当）付

殿

平成26年度原子力施設等防災対策等委託費
(浸水防止設備の耐力試験（水密扉基礎試験2）) 事業

図書名称 委託業務成果報告書

図書番号 NOR26-2-009

発行日 2015.03.31 改定番号 0

改訂番号	発行日	改訂内容
0	2015.03.31	新規発行

発行日	発行	承認	審査	作成	図書番号
2015.03.31	原子力本部 原子力部				NOR26-2-009

目次

1. 事業目的	1
2. 事業内容	1
3. 鉄筋コンクリート壁（RC 壁）試験体の詳細設計・製作	2
3. 1 RC 壁試験体の詳細設計	2
3. 1. 1 3次元モデルによる機能限界試験の事前解析	2
3. 1. 2 2次元モデルによるRC壁の一方向単調載荷解析	11
3. 1. 3 RC壁試験体の設計	13
3. 2 RC壁試験体の製作	17
4. 水密扉試験体の詳細設計・製作	18
4. 1 水密扉試験体の詳細設計	18
4. 2 水密扉試験体の製作	18
5. 試験装置（加力装置、水圧装置）の詳細設計・製作	22
5. 1 加力装置の詳細設計	22
5. 1. 1 面内方向加力装置	22
5. 1. 2 面外方向加力装置	22
5. 2 水圧装置の詳細設計	24
5. 3 試験装置（加力装置、水圧装置）の製作	27
6. 水密扉機能限界試験の実施	43
6. 1 試験場内における漏水対策の実施	43
6. 2 加圧設備の設置	43
6. 3 試験要領の作成	43
6. 4 機能限界試験の実施	44
6. 5 試験における安全対策	45
6. 6 試験装置損傷に対する考慮	46
7. 水密扉の浸水防止機能に関する評価法の検討	47
7. 1 試験データの整理分析	47
7. 1. 1 載荷時の漏水量	52
7. 1. 2 除荷時の漏水量	55
7. 2 3次元モデルによる機能限界試験の事後解析	58
7. 2. 1 事前解析モデルからの変更点	58
7. 2. 2 事後解析結果	60
7. 3 水密扉の浸水防止機能に関する評価法の検討	66
8. まとめ	68

添付資料1：工事報告書、添付資料2：機能限界試験要領
参考資料1：FINAL リーフレット、構造実験棟 パンフレット

表目次

表 3. 1 : 事前解析におけるコンクリートの材料特性値	4
表 3. 2 : 事前解析における鋼材の材料特性値	4
表 5. 1 : 使用部材の断面と材質	24
表 6. 1 : 試験の概要	44
表 7. 1 : 変形前及び開口部変形 1000 μ における漏水量	48
表 7. 2 : 開口部変形 2000 μ における漏水量	49
表 7. 3 : 開口部変形 3000 μ における漏水量	50
表 7. 4 : 開口部変形 4000 μ における漏水量	51
表 7. 5 : 水頭高さ及びせん断変形の漏水量に対する相関性 (載荷時)	52
表 7. 6 : 水頭高さ及びせん断変形の漏水量に対する相関性 (除荷時)	55
表 7. 7 : 事後解析におけるコンクリートの材料特性値	58
表 7. 8 : 事後解析における鋼材の材料特性値	59

図目次

図 3. 1 : 事前解析モデルのメッシュ図	5
図 3. 2 : コンクリートの材料構成モデル	6
図 3. 3 : 載荷経路	6
図 3. 4 : 載荷手順	7
図 3. 5 : 水平力ー開口部変形角関係	8
図 3. 6 : コンクリートのひび割れ・圧壊状況	9
図 3. 7 : 柱主筋の軸応力度分布	10
図 3. 8 : 水平力ー開口部変形角関係	12
図 3. 9 : 壁及び柱の鉛直方向鉄筋の降伏領域	12
図 3. 10 : RC 壁試験体形状	14
図 3. 11 : 設計用荷重の算定	15
図 3. 12 : 試験体の配筋	16
図 4. 1 : イトーキ図面	19
図 4. 1 : オカムラ図面	20
図 4. 1 : クマヒラ図面	21
図 5. 1 : 躯体側水圧支持架構	23
図 5. 2 : 試験体据付概要図 (1)	28
図 5. 3 : 試験体据付概要図 (2)	29
図 5. 4 : 試験体据付概要図 (3)	30
図 5. 5 : 試験体詳細図 (1)	31
図 5. 6 : 試験体詳細図 (2)	32
図 5. 7 : 試験体詳細図 (3)	33
図 5. 8 : 試験体詳細図 (4)	34
図 5. 9 : 試験体詳細図 (5)	35
図 5. 10 : 加力周り架構見下図	36
図 5. 11 : 加力周り架構 立断面図(1)	37
図 5. 12 : 加力周り架構 立断面図(2)	38
図 5. 13 : 躯体支持架構複雑部アクソメ図等	39
図 5. 14 : RC ブロック詳細図	40
図 5. 15 : 上部スタブ躯体支持架構 詳細図	41
図 5. 16 : 柱躯体支持架構詳細図	42
図 6. 1 : 載荷経路	44
図 6. 2 : 水密扉機能限界試験	45
図 6. 3 : 加圧設備系統図	46

図 7. 1 : 水平断面における漏水の区分 (枠内/枠外)	47
図 7. 2 : 載荷時における枠内の漏水量	53
図 7. 3 : 載荷時における枠外の漏水量	54
図 7. 4 : 除荷時における枠内の漏水量	56
図 7. 5 : 除荷時における枠外の漏水量	57
図 7. 6 : 事後解析モデルのメッシュ図	59
図 7. 7 : 水平力-開口部変形角関係	60
図 7. 8 : 水平力-耐震壁部材角関係	62
図 7. 9 : 開口部変形+1000 μ 時における試験体の変形	62
図 7. 10 : 開口部変形+1000 μ 時におけるコンクリートのひび割れ状況の比較 .	63
図 7. 11 : 開口部変形+4000 μ 時におけるコンクリートの損傷状況の比較	64
図 7. 12 : 面内水平力と水圧を受ける耐震壁の縦筋のひずみ	65
図 7. 13 : パッキンからの漏水経路	67

1. 事業目的

福島第一原子力発電所の事故後、IAEA、閣僚会議に対する政府報告書、原子力安全・保安院の意見聴取会、国会及び政府事故調査委員会等により地震、津波に対する安全対策及び基準・指針類の整備・強化に係る多くの要求・提言がなされている。

これらの政府報告書等で指摘されているように、福島第一原子力発電所の事故において炉心溶融に至った大きな要因は津波に対する安全上の対策不十分であったことである。発電所敷地内への侵入対策の強化を図るとともに、敷地内への浸水が生じた場合においても安全上重要な設備の津波に対する防護対策を図る必要がある。

本事業は、浸水防止設備の津波及び地震と津波の重畳事象に対する浸水防止機能に関する評価法を整備するために、原子力施設に設置される実機仕様の標準的な水密扉を対象としてせん断変形・水圧試験を実施するものである。

2. 事業内容

水密扉試験では、実機仕様の水密扉を試験装置に取り付けて、水密扉の枠にせん断変形を段階的に負荷・保持した後、扉と枠に設計レベルを超える水頭圧に相当する水圧を負荷・保持し、扉と枠の間の漏水量を測定する。取得した試験データを基にせん断変形、水頭圧、漏水量等の関係を整理し分析した後、地震との重畳を考慮した標準的な片開き水密扉の機能評価法を検討する。

平成 26 年度は、原子力発電所の耐震壁を模擬した鉄筋コンクリート躯体を含めた水密扉試験（水密扉基礎試験 2）について、鉄筋コンクリート壁（RC 壁）試験体の詳細設計、製作、水密扉試験体の製作、試験装置（加力装置、水圧装置）の詳細設計・製作、水密扉の機能限界試験の実施、水密扉の浸水防止機能に関する評価法の検討を行う。

3. 鉄筋コンクリート壁（RC 壁）試験体の詳細設計・製作

3. 1 RC 壁試験体の詳細設計

本試験体は、RC（Reinforced Concrete：鉄筋コンクリート）壁に取り付く水密扉の枠部において 4000μ のせん断変形を生じさせた状態で扉の水密性能試験を実施することを目的として設計した。ここで、面内載荷と面外載荷を同時に受ける構造物の挙動は複雑であることや、通常の耐震壁において 4000μ のせん断変形はほぼ終局状態であること等から、コンクリート及び鉄筋の材料非線形性を考慮した FEM（Finite Element Method：有限要素法）による試験体挙動の把握を踏まえて、RC 壁試験体の詳細設計を行うこととした。解析コードは FINAL^(参3. 1) とした。

3. 1. 1 3次元モデルによる機能限界試験の事前解析

本解析は、面内方向せん断力と面外方向水圧を同時に受ける開口付き RC 造耐震壁試験体の挙動を模擬し、試験体の変形性能や載荷による応力集中箇所等を予測することを目的とした。

(1) 試験体形状・断面

試験体形状及び断面に関する条件を以下に示す。また、図 3. 1 に解析モデルのメッシュ図を示す。

- ・ RC 壁の厚さは 500mm とし、壁筋は縦横とも D22@200 のダブル配筋とした。
 - ・ 壁の両側に 750mm 角の側柱を設置し、主筋は 12-D32、帯筋は□-D13@150 とした。
 - ・ 壁の上下に載荷のためのスタブを設けた。
 - ・ スタブ及び側柱に囲まれた壁の内法寸法は 2750mm×4250mm とした。
 - ・ 壁中央には 1250mm×2250mm の開口を設け、開口周囲の補強筋を考慮した。
 - ・ 扉枠は壁面と平行な板（PL-25）のみ考慮し、壁面に直交する板は無視した。
 - ・ 水密扉は PL-2. 3、PL-9 の平板と縦横に 4-C150×75×9 の補剛材を組み合わせた。
- （本検討は水密扉の仕様決定前に実施したものであり、実際の仕様とは異なる）

(2) 材料

コンクリートの一軸圧縮強度は 40N/mm^2 とした。引張側の応力-ひずみ関係は、引張強度^(参3. 2) までは線形、ひび割れ後は長沼らのモデル^(参3. 1) により表した。圧縮側の応力-ひずみ関係は修正 Ahmad^(参3. 1) モデルにより表し、三軸応力下における破壊基準は Ottosen の 4 パラメータモデル^(参3. 3) とした。ひび割れ後のせん断伝達は長沼らのモデル^(参3. 1) により表し、ひび割れ後のコンクリートの圧縮強度低減を考慮した。図 3. 2 にコンクリートの材料構成モデルの概念を示す。

柱の帯筋（D13）は SD295、それ以外の鉄筋（D22～）は SD390 とし、応力-ひずみ関係は規格降伏点を折れ点とするバイリニアモデルにより表した。扉及び扉枠の鋼板は

400N/mm²級材料 (t≤40) の基準強度 235N/mm²を降伏点とするバイリニアモデルにより表した。いずれも降伏後の剛性は初期剛性の1/100とした。また、鋼板(面材)の降伏判定はミーゼスの基準によることとした。

本解析における主要な材料特性値を表3.1及び表3.2に示す。

(3) モデル化

壁、柱、上下スタブのコンクリートはソリッド要素でモデル化し、上下のスタブはひび割れを許容しない設計とすることから弾性体とした。壁筋及び柱帯筋はソリッド要素の埋込み鉄筋として、コンクリートと鉄筋の剛性を重ね合わせてモデル化し、柱主筋は線材要素により離散的に表した。ここで、柱主筋とコンクリート間の付着すべりは生じないものと仮定した。

扉及び扉枠(壁面に平行な部分のみ)はシェル要素でモデル化した。扉内のリブはチャンネル材の曲げ剛性を有する梁要素でモデル化した。

扉と扉枠間には面接合要素(要素の面と面の間に定義するばね要素)を挿入し、水圧による面垂直力を伝達することとした。一方、扉による面内水平力の負担を無視するため、扉と扉枠間の面内せん断力は伝達しないこととした。

下部スタブの底面を完全固定とし、上部スタブ側面の中央高さに強制変位を与えて正負繰り返し漸増载荷を行った。また、水圧は図3.1に示す範囲に要素面垂直方向の等分布荷重として入力した。

(4) 解析ケース

コンクリート壁面に設置する扉枠鋼板が壁面と一体に動く場合(完全付着)と両者を完全に絶縁した場合(扉枠鋼板をモデルから除外)の2ケースとした。

(5) 载荷手順

载荷は次の①～④の手順を、境界条件を切り替えるとともに、正負両方向で強制変位による開口部せん断変形を漸増しながら繰り返した。水平力の载荷は、試験と同様に、開口部におけるせん断変形角で制御した。図3.3に载荷経路を、図3.4に载荷手順を示す。

- ①水圧の载荷・除荷(水平力なし)
- ②強制変位による開口部せん断変形
- ③水圧の载荷・除荷(強制変位維持)
- ④強制変位による水平力の除荷

(6) 解析結果

図3.5に2ケースの解析より得られた水平力-開口部変形角関係を、図3.6に開口

部変形角 2000μ のサイクルにおけるコンクリートのひび割れ・圧壊状況を示す。ここで、開口部変形角は、試験と同様に、開口隅角部 4 点の対角線長さの変化から計算した値である。扉枠と RC 壁が一体の場合は、開口部変形 $+2000\mu$ において開口部周囲のコンクリートに圧壊が生じたが、部分的な破壊に留まったため、目標とする開口部変形 4000μ まで試験体の崩壊には至らなかった。一方、扉枠と RC 壁が絶縁の場合は、圧壊発生後にコンクリートの圧壊領域が急激に拡大し、その後解析が終了した。

本解析の解析ケースは、アンカーボルトを介して接続される扉枠と RC 壁のせん断伝達に関して両極端のケースであった。どちらのせん断伝達特性が実際の試験体に近いかを予測することは困難であるが、本試験において、開口周囲におけるコンクリートの圧壊の兆候（ひび割れの集中や剥落）に特に注視する必要があることが分かった。

図 3. 7 に扉枠と RC 壁が一体のモデルの開口部変形角 $+2000\mu$ における柱主筋の軸応力の分布を示す。赤色で示される引張応力が高い領域が、壁の脚部から開口脚部高さまで分布していることから、本試験においては、壁の脚部及び開口脚部の高さで主筋のひずみを観察することとした。

表 3. 1 事前解析におけるコンクリートの材料特性値

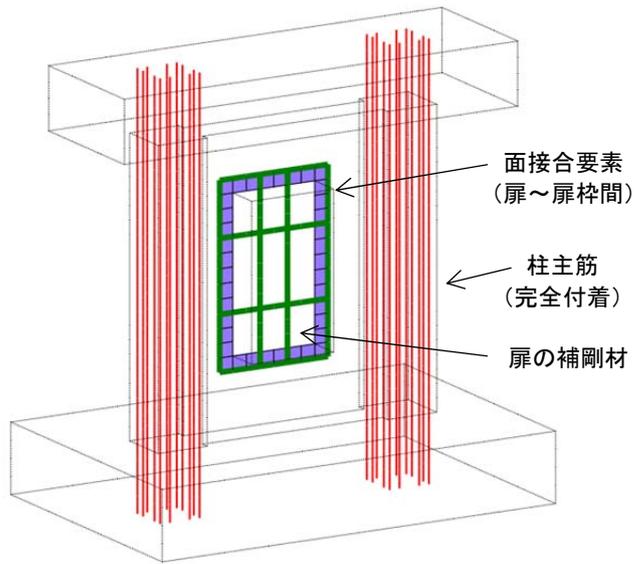
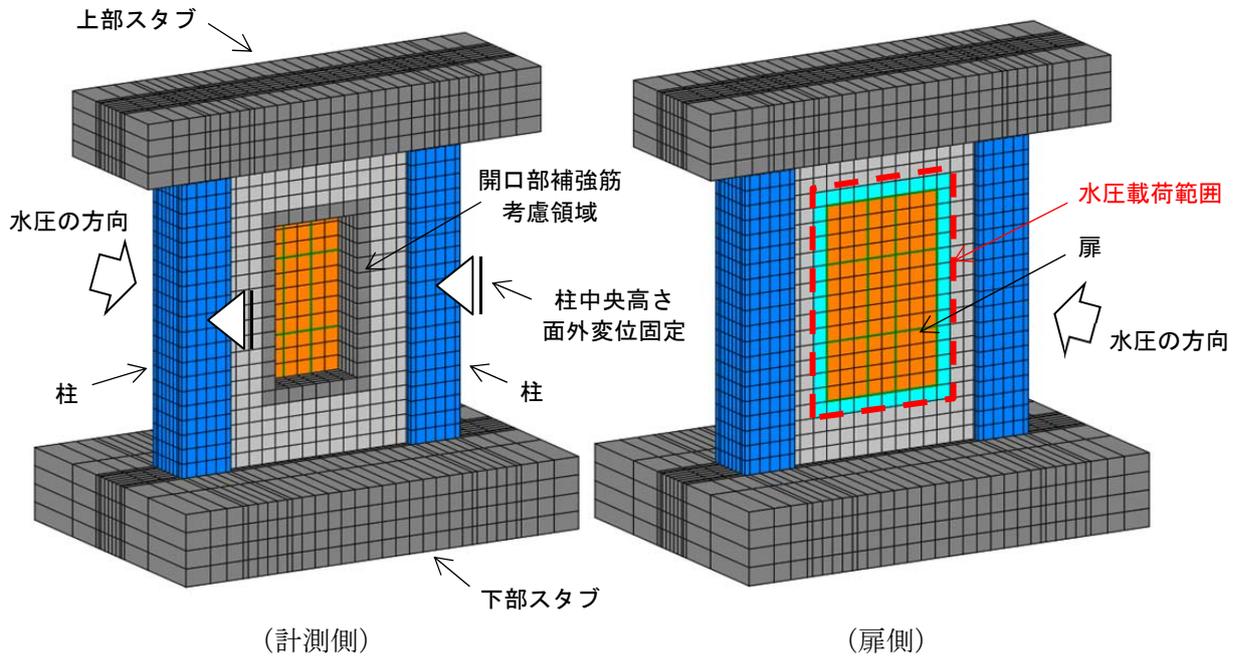
Table 3. 1 Material Properties of Concrete for Pre-Analyses

部位	ポアソン比	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
壁・柱	0.2	2.69×10^4	40	1.98
上下スタブ			弾性材料	弾性材料

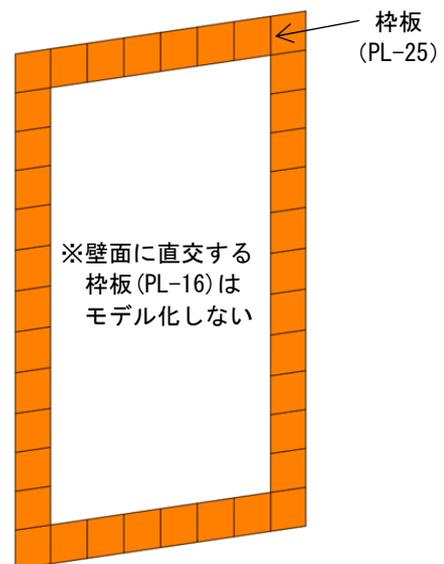
表 3. 2 事前解析における鋼材の材料特性値

Table 3. 2 Material Properties of Steel for Pre-Analyses

部位	ポアソン比	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏後の 剛性低下率
柱帯筋	0.3	2.05×10^5	295	0.01
壁筋・柱主筋			390	
扉・扉枠			235	



(柱主筋, 扉の補剛材)



(扉枠：壁面に平行な板のみ)

図 3. 1 事前解析モデルのメッシュ図

Figure 3. 1 Mesh of Analytical Model for Pre-Analyses

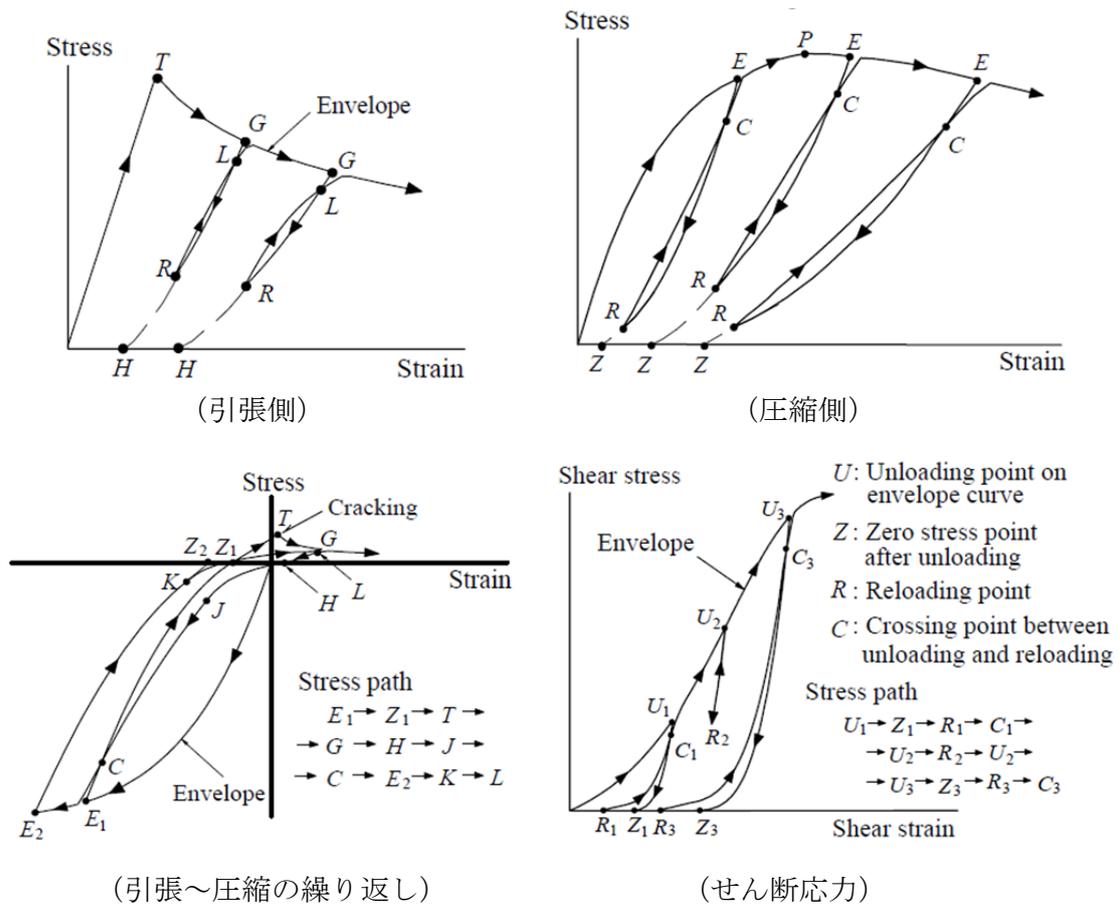


図 3. 2 コンクリートの材料構成モデル (参 3. 1)

Figure 3. 2 Material Laws of Concrete

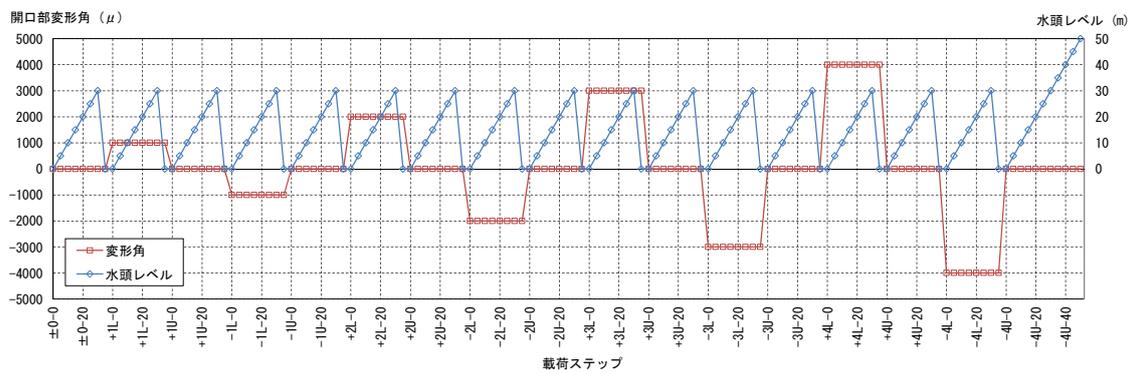
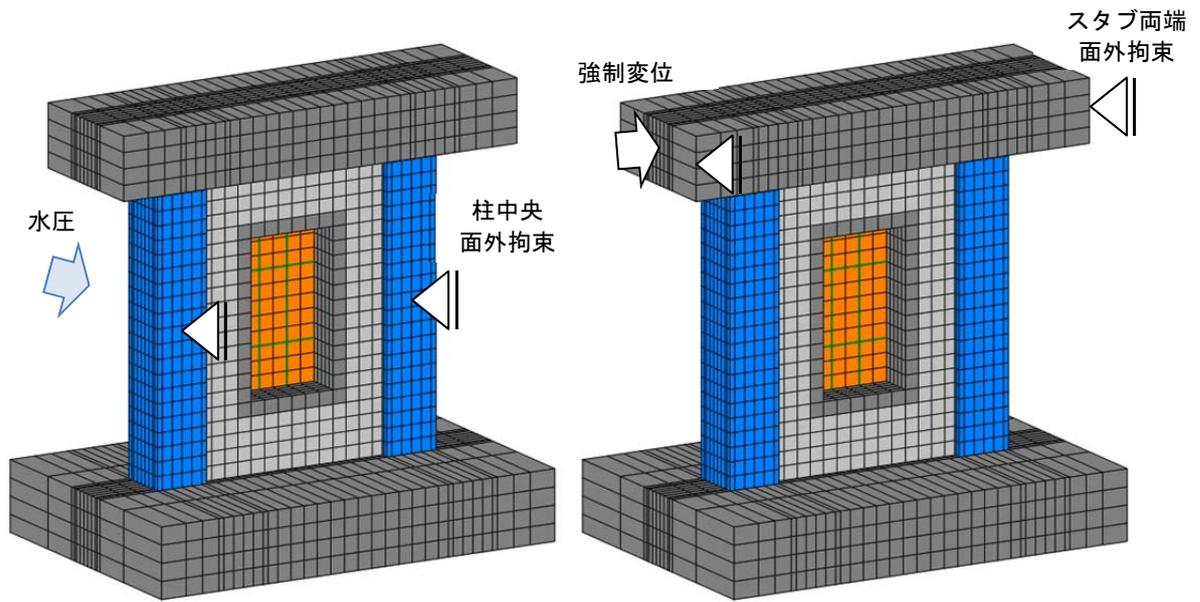


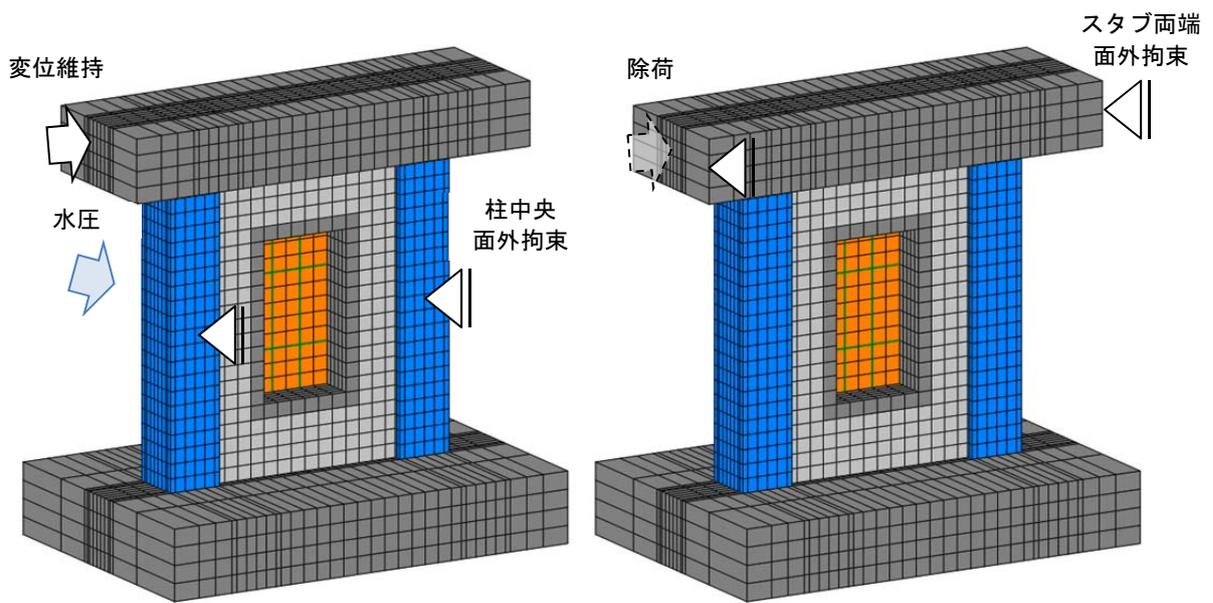
図 3. 3 荷载経路

Figure 3. 3 Loading Path



①水圧の荷重・除荷

②強制変位による開口部変形

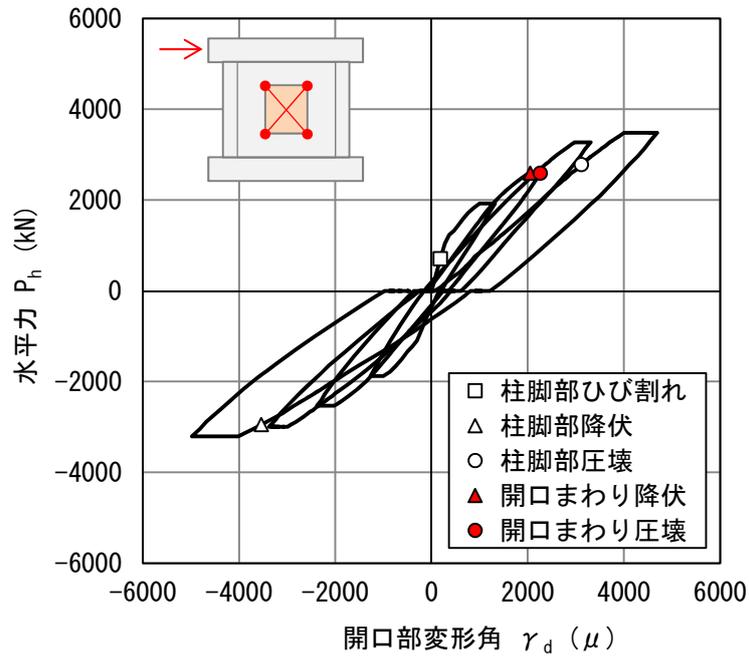


③水圧の荷重・除荷

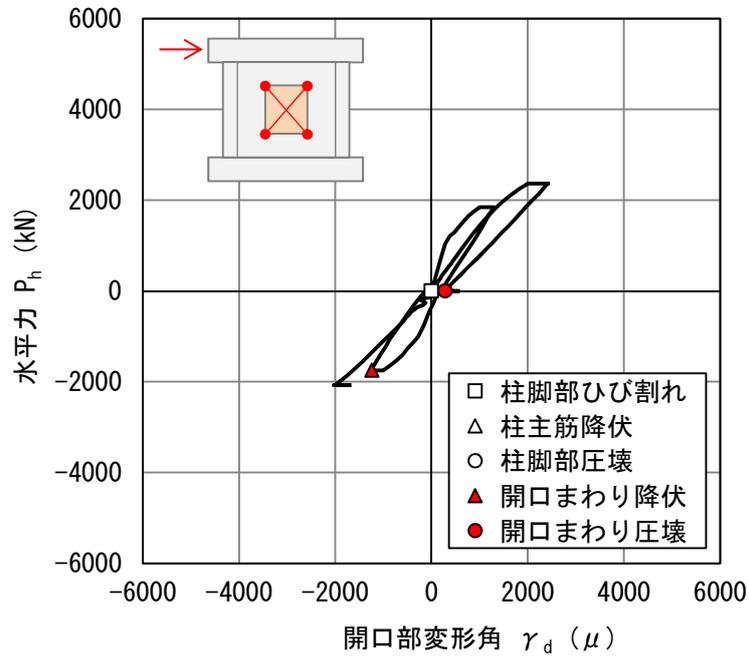
④強制変位による水平力の除荷

図 3. 4 荷重手順

Figure 3. 4 Loading Condition in Each Step



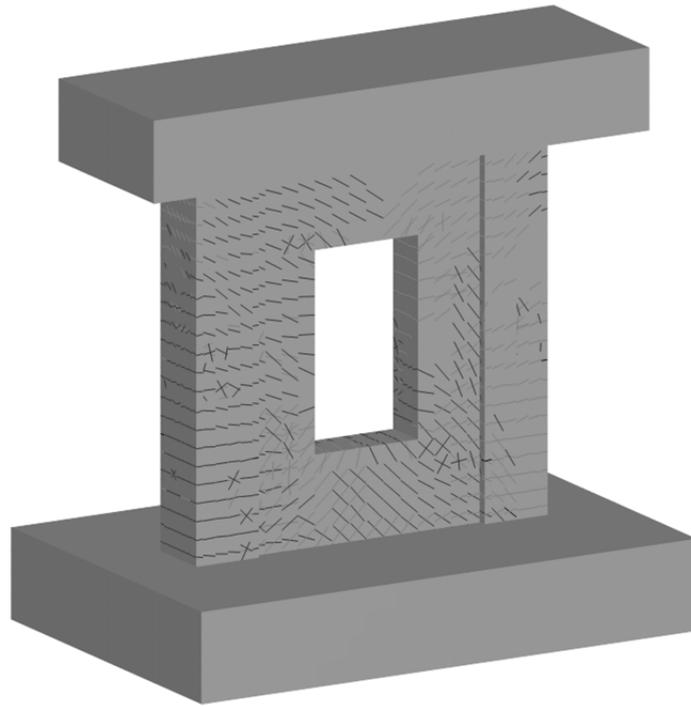
(扉枠と RC 壁が一体)



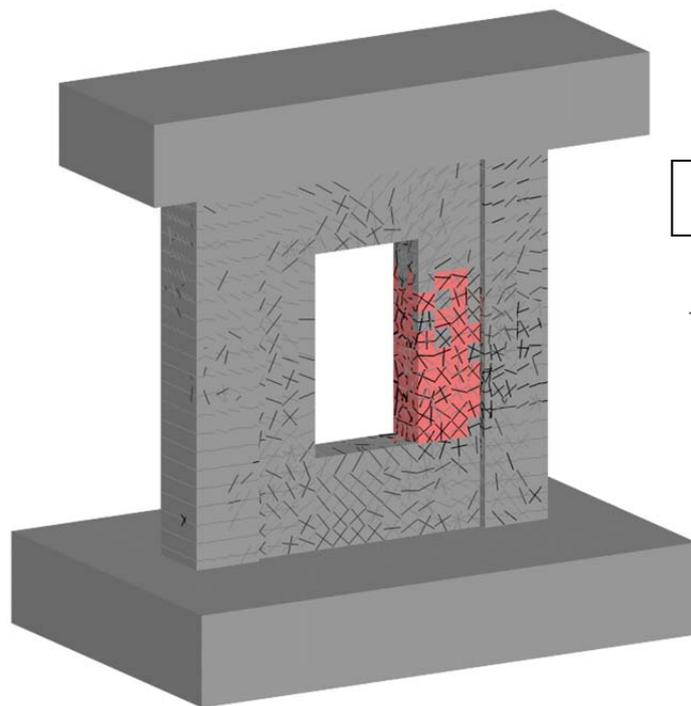
(扉枠と RC 壁が絶縁)

図 3. 5 水平力－開口部変形角関係

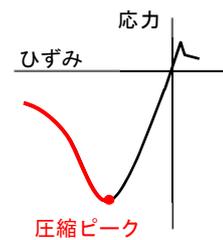
Figure 3. 5 Horizontal Force - Shear Deformation in Opening Relationships



(扉枠と RC 壁が一体)



■ : 圧縮ピークを
超えた要素



(扉枠と RC 壁が絶縁)

図 3. 6 コンクリートのひび割れ・圧壊状況

Figure 3. 6 Crack and Compression Failure Distribution of Concrete

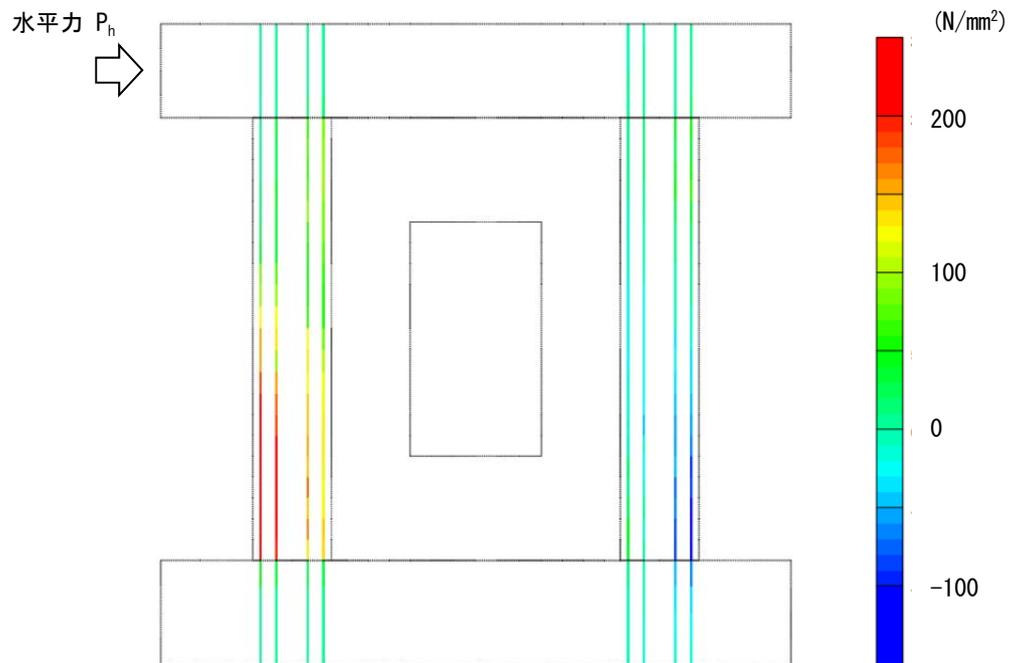


図 3. 7 柱主筋の軸応力度分布

Figure 3. 7 Axial Stress Distribution of Column Main Bars

3. 1. 2 2次元モデルによるRC壁の一方向単調載荷解析

本解析は上下スタブの配筋、載荷装置、支持架構等の設計用荷重を導出することを目的とした。

(1) 試験体形状・断面

試験体形状及び断面は3. 1. 1の3次元解析の条件に準じた。

(2) 材料

材料強度、材料構成モデルは3. 1. 1の3次元解析の条件に準じた。ここで、平面応力場におけるコンクリートの破壊基準はKupferらの式^(参3. 4)を適用した。

(3) モデル化

壁、柱、上下スタブのコンクリートは平面応力要素でモデル化し、上下のスタブはひび割れを許容しない設計とすることから弾性体とした。全ての鉄筋は平面応力要素の埋込み鉄筋としてモデル化した。また、扉枠の鋼板を考慮する場合は平面応力要素の鋼板層として、RC壁のコンクリートと一体にモデル化した。扉本体はモデルから除外した。

下部スタブの底辺を完全固定とし、上部スタブ側面の中央高さに強制変位を与えた。

(4) 解析ケース

解析ケースは3. 1. 1の3次元解析の条件に準じ、扉枠鋼板の有無とした。

(5) 載荷手順

強制変位は一方向の単調載荷としてRC壁の最大耐力を抽出した。

本解析は平面応力条件であるため、面外方向の水圧の載荷は行わない。従って、得られる最大耐力(設計荷重)は水圧による損傷に伴う壁の剛性低下を考慮しないため、載荷装置等の設計に関して安全側の荷重である。

(6) 解析結果

図3. 8に解析より得られた水平力ー開口部変形角関係を示す。扉枠を考慮した場合は、考慮しない場合に比べてひび割れ発生以降の剛性が高く、最大荷重が大きい。扉枠を考慮した場合の最大耐力は開口部変形角およそ6800 μ において5841kNであった。

図3. 9に扉枠鋼板を考慮したケースの耐震壁変形角およそ3000 μ における壁及び柱の鉛直方向鉄筋の降伏領域を示す。3. 1. 1の3次元解析において見られた傾向と同様に、降伏領域が壁の脚部だけでなく開口脚部高さまで及んでおり、柱主筋の各点のひび割れに注視する必要があることが分かった。また、せん断ひび割れの増大により、開口隅角部近傍の鉄筋も降伏に至る可能性があり、注意が必要であることが示された。

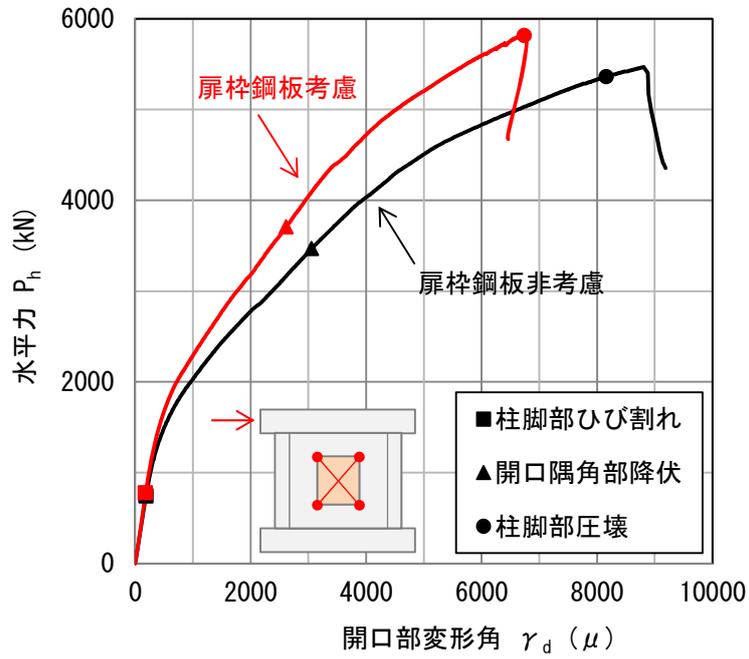


図 3. 8 水平力－開口部変形角関係

Figure 3. 8 Horizontal Force - Shear Deformation in Opening Relationships

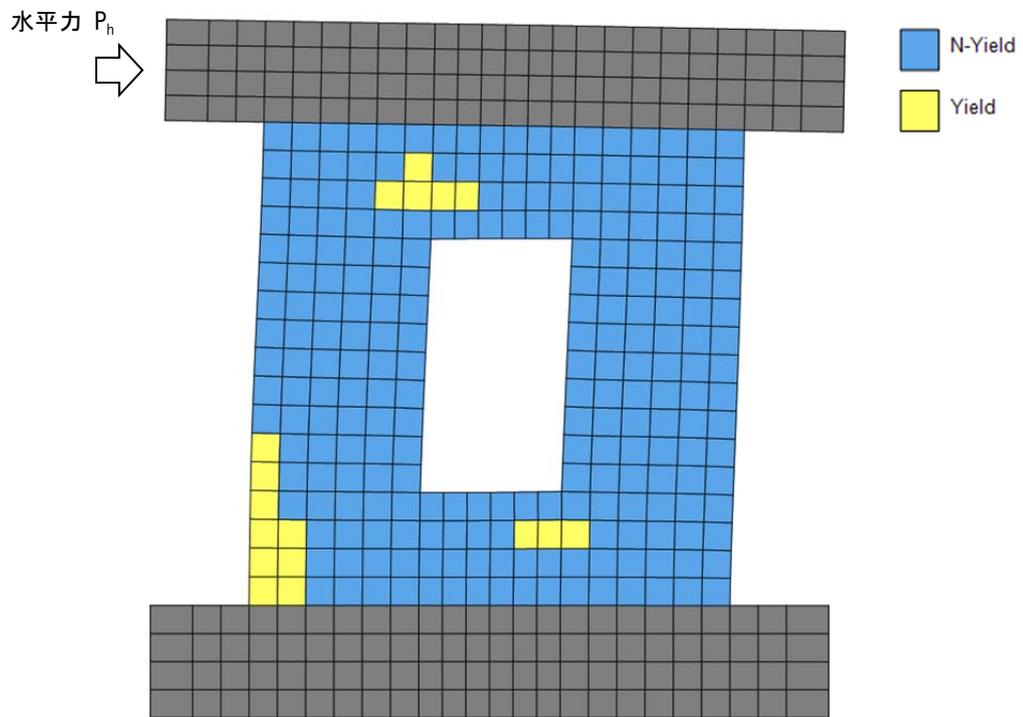


図 3. 9 壁及び柱の鉛直方向鉄筋の降伏領域

Figure 3. 9 Yielding Area of Vertical Re-bars in Wall and Columns

3. 1. 3 RC 壁試験体の設計

以下に RC 壁試験体の各部に関する構造計算を示す。

(1) 設計用荷重

3. 1. 2 の 2 次元解析より得られた最大荷重が 5841kN であったことから、本試験体の設計用上部スタブ水平力 (Q_h) は 5850kN とした。また、上下スタブを含む試験体形状を図 3. 10 に示すように仮定し、その他の設計荷重は図 3. 11 に示すように定義した。以降、特記なき場合、図の寸法の単位は mm とする。

(2) 各部検討

①耐震壁及び側柱

耐震壁及び側柱の断面は、3. 1. 1 の 3 次元解析により所定の変形を与えても耐力低下を生じないことを確認しているため、検討は省略し、解析に用いた断面、配筋を準用する。

②上部スタブ

上部スタブは、耐震壁の最大荷重時において、式(3. 1)によるせん断ひび割れ強度(${}_uV_c$) (参 3. 2) が式(3. 2)による設計せん断力 (${}_uQ$) よりも大きいことを確認した。

$$\begin{aligned} {}_uV_c &= \phi \times \sigma_T \times b \times D / \kappa \cdots \cdots \cdots (3. 1) \\ &= 1. 0 \times 2087 \times 2. 0 \times 0. 9 / 1. 5 \\ &= 2504 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} {}_uQ &= \tau_{ave} \times {}_ua \cdots \cdots \cdots (3. 2) \\ &= 1015 \times 1. 8 \\ &= 1827 \text{ kN} < {}_uV_c \cdots \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

ここで、 ϕ は耐力係数 (ここでは $\phi=1. 0$ とする)、 σ_T はコンクリートの引張強度、 b 、 D はそれぞれ上部スタブの幅及びせい、 κ は断面形状係数とする。

③下部スタブ

下部スタブは耐震壁の最大荷重時において、主筋の応力が許容応力度を超えないこととして式(3. 3)により必要主筋量 (${}_1a_t$) を算定した。ここで、図 3. 11 に示した設計曲げモーメントは下部スタブにとって安全側の算定であることから、許容応力度として中期許容応力度 (長期許容応力度と短期許容応力度の中間値とする) を用いた。

$$\begin{aligned} {}_1a_t &= M_2 / ({}_mf_t \times (7/8) \times d) \cdots \cdots \cdots (3. 3) \\ &= 15503 \times 10^6 / (295 \times (7/8) \times 1060) \\ &= 56661 \text{ mm}^2 \text{ (} {}_1p_t = 1. 34\% \text{)} \rightarrow 60\text{-D35, } 50\text{-D38, } 43\text{-D41, 等} \end{aligned}$$

ここで、 ${}_mf_t$ は SD390 の中期許容応力度 (${}_mf_t = 295 \text{ N/mm}^2$)、 d は下部スタブの有効せい (2 段配筋とし、 $d = 1060 \text{ mm}$)、 ${}_1p_t$ は下部スタブの引張鉄筋比とする。

また、下部スタブは耐震壁の最大荷重時において、せん断ひび割れを生じないことと

した。ここで、設計せん断力に関して上部スタブと同じ平均せん断応力度を仮定したことから、上部スタブよりも断面積が大きい下部スタブの方が上部スタブに比べて明らかに余裕があるため、せん断ひび割れ強度に関する検討は省略した。

(3) 試験体の配筋

詳細設計により決定した試験体の配筋を図 3. 12 に示す。

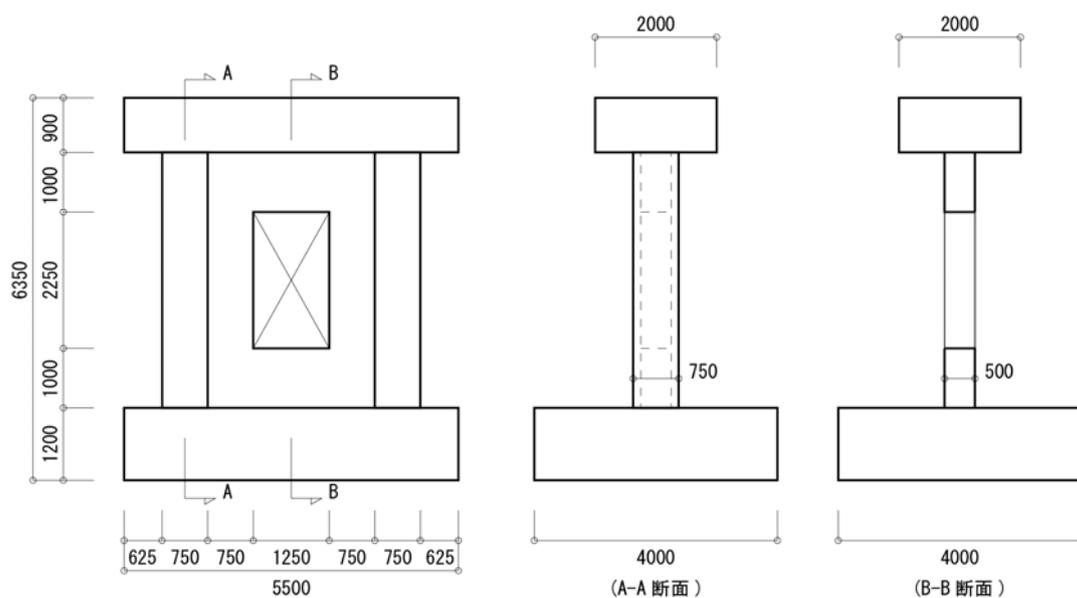
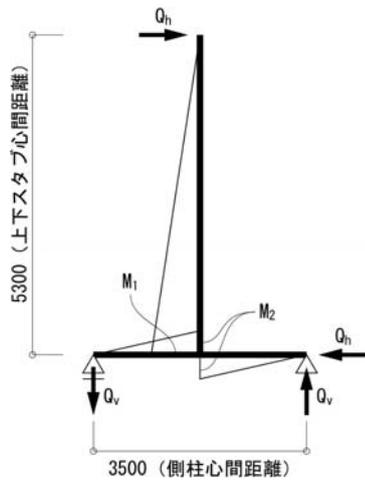


図 3. 10 RC 壁試験体形状

Figure 3. 10 RC Wall Specimen



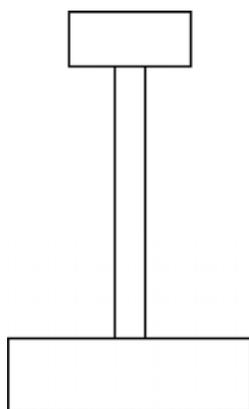
$$Q_h = 5850 \text{ kN}$$

$$Q_v = (5.3 / 3.5) \times Q_h = 8859 \text{ kN}$$

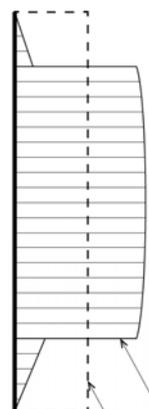
$$M_1 = 5.3 \times Q_h = 31005 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = M_1 / 2 = 15503 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(下部スタブ設計用曲げモーメント)



試験体縦断面



I形・H形断面のせん断応力度分布

平均せん断応力度: τ_{ave}

$$\tau_{ave} = Q_v / \Sigma a = 8859 / 8.725 = 1015 \text{ kN/m}^2$$

$$\Sigma a = {}_u a + {}_w a + {}_l a = 8.725 \text{ m}^2$$

$${}_u a : \text{上部スタブ断面積} (2.0 \times 0.9 = 1.8 \text{ m}^2)$$

$${}_w a : \text{耐震壁断面積} (0.5 \times 4.25 = 2.125 \text{ m}^2)$$

$${}_l a : \text{下部スタブ断面積} (4.0 \times 1.2 = 4.8 \text{ m}^2)$$

(上下スタブ設計用せん断力)

図 3. 11 設計用荷重の算定

Figure 3. 11 Design Load

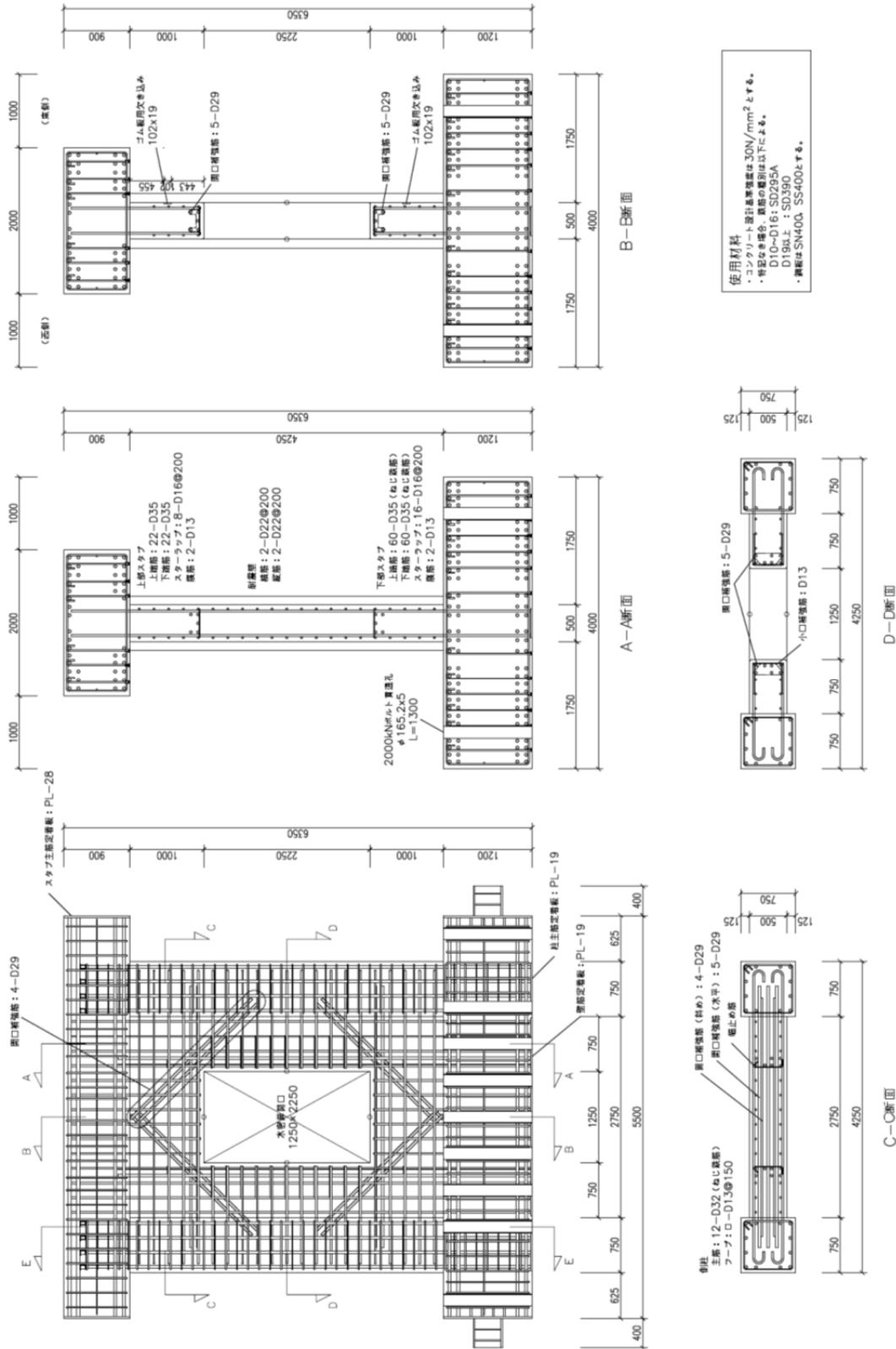


図 3. 12 試験体の配筋

Figure 3. 12 Re-bar Arrangement of Reinforcement in Specimen

3. 2 RC 壁試験体の製作

鉄筋コンクリート壁（RC 壁）（柱を含み以下、壁・柱と称する。）は、3. 1 の詳細設計に基づいて作成された設計図書に沿って製作した。

構造実験棟床（以下、反力床と称する。）自体が当社試験施設の一部であるため釘打ち等による型枠固定が許されない、よって躯体の製作はまず敷モルタルを反力床上に打設したのち、そこを下地として下部スタブ、壁・柱、上部スタブのそれぞれについて大まかに鉄筋組立、型枠組立、コンクリート打設、型枠解体、の順番で躯体を構築した。

なお、壁・柱は構築後に下部スタブを介して緊張ボルトによって反力床に固定した。製作の詳細について添付資料 1（工事報告書）に示す。

4. 水密扉試験体の詳細設計・製作

4. 1 水密扉試験体の詳細設計

水密扉試験体の詳細設計（製造元3社）を実施する上での基本仕様は以下とする。

- (1) 設置場所：RC 壁面
- (2) 枠の固定方法：後打ちアンカー
- (3) 種類：片開き
- (4) サイズ：1m×2m（開口部の幅×高さ）
- (5) 水密性能：許容漏水量 $0.02\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$
（設計水頭圧 10m）
- (6) 耐圧性能：最大水頭圧 20m
- (7) 扉枠許容せん断変形： 2000μ （隙間の確保）
- (8) 製造元3社（株式会社イトーキ、株式会社岡村製作所、株式会社クマヒラ）
※上記製造元3社をそれぞれ以下よりイトーキ、オカムラ、クマヒラと称する。

以上により設計した製造元3社の内、代表としてイトーキの水密扉試験体を当試験において使用した。

詳細設計の結果を図4.1～4.3に示す。

4. 2 水密扉試験体の製作

水密扉試験体（枠を含み以下、水密扉と称する。）製作は4.1の詳細設計に基づいて作成された設計図書によってコンクリート躯体へのアンカー固定式、片開き型となっている。扉の開く側（水槽側）が屋外を想定した方向となり、反対側は屋内を想定した方向となる。

水密扉のメーカー工場での製作と平行して、RC壁の躯体への水密扉固定用アンカーの打設、枠組立、グラウト・シール充填、扉等組立の順番で水密扉試験装置を構築していった。

なお、今回の事業では予備材を含めて水密扉を2体製作した。メーカー製造番号は、手動片開き水密扉①・②（以下、水密扉①・②と称する。）となっており、同時並行で2体を製作していたが、製作に関わる作業従事者の作業時間や作業速度の個人差などに起因して水密扉②の方が先に完成したため、水密扉②を機能限界試験においては使用し、水密扉①は予備材とした。

製作の詳細について添付資料1（工事報告書）に示す。

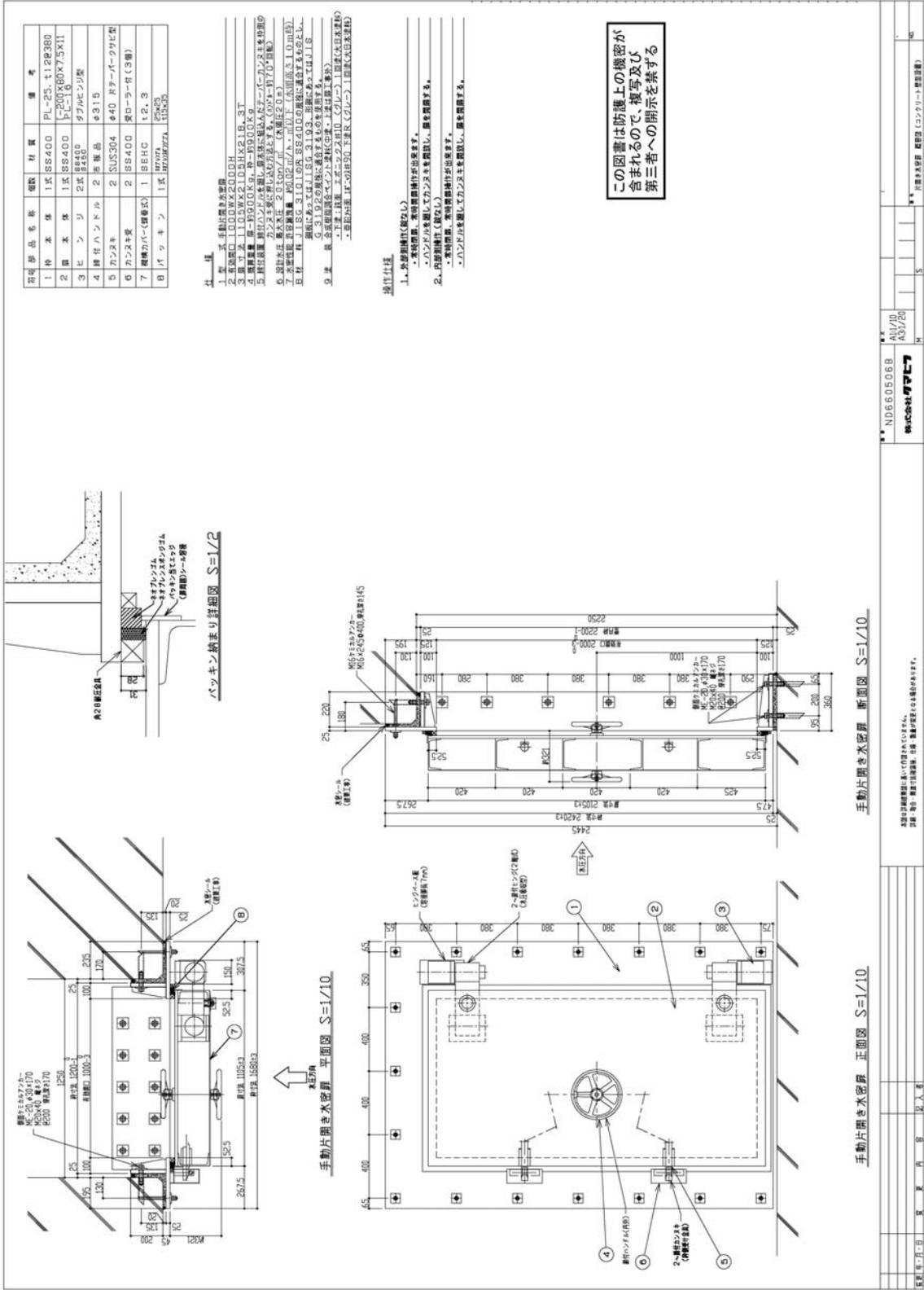


図 4. 3 クマヒラ図面
Figure 4. 3 Watertight Door (Designed by Kumahira)

5. 試験装置（加力装置、水圧装置）の詳細設計・製作

5. 1 加力装置の詳細設計

加力装置の詳細設計の実施にあたり、以下の基本仕様に倣った。

- ・せん断力は上部スタブの左右に油圧ジャッキ又はアクチュエータを設置し、載荷方向に合わせて圧縮力で加力する。
- ・油圧ジャッキは片側で 6000kN～10000kN の加力が可能となるようにする。
- ・載荷時に上部スタブの回転を抑制するため、片側に複数台の油圧ジャッキを設置する。
- ・加力は開口部のせん断変形角により制御する。
- ・水平力載荷時には上部スタブにおいて面外変位を拘束する。
- ・水圧載荷時には柱中央高さにおいて面外変位を拘束する。

5. 1. 1 面内方向加力装置

面内方向加力に関する加力機器及び躯体支持架構の設計について以下に述べる。

(1) 加力機器

上下スタブ中央高さに 5000kN 油圧ジャッキを 2 台設置し、加力を行うこととした。

下部スタブにおける水平反力は、下部スタブ底面と実験棟の床面の摩擦力により確保した。本実験においては 22 本の緊張ボルトを用いることとし、想定する摩擦耐力 (Q_f) が 3. 1. 3 で用いた設計用水平力 ($Q_h=5850\text{kN}$) より大きいことを確認した。

$$\begin{aligned} Q_f &= 22 \times \mu \times T / \nu \\ &= 22 \times 0.2 \times 2000 / 1.5 \\ &= 5866 \text{ kN} > Q_h \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

ここで、 μ は摩擦係数、 T はボルトの張力、 ν は安全率とする。

(2) 上部スタブの面外転倒防止架構

上部スタブに水平力を載荷する際のスタブの回転拘束をより確実にするために、上部スタブの四隅に面外方向変位を拘束する架構を設置した。

対象とする荷重は設計用水平力の 2%とし、下部スタブへの取付け位置における応力が長期許容応力度を超えないことを確認した。なお、本架構は試験に必要な載荷を直接支持するものではないため、構造計算の記述は省略する。

5. 1. 2 面外方向加力装置

面外方向加力に関する躯体側水圧支持架構の設計について以下に述べる。加力機器（水圧装置）に関しては 5. 2 に述べる。

柱中央高さに設置する躯体側水圧支持架構は、図 5. 1 に示す応力状態のトラス架構

とし、最大水圧载荷時における各部の応力が中期許容応力度（長期許容応力度と短期許容応力度の中間値とする）を超えないことを確認した。部材は全て鋼種を 400N/mm² 級とし、断面を H-400×400×13×21 とした。

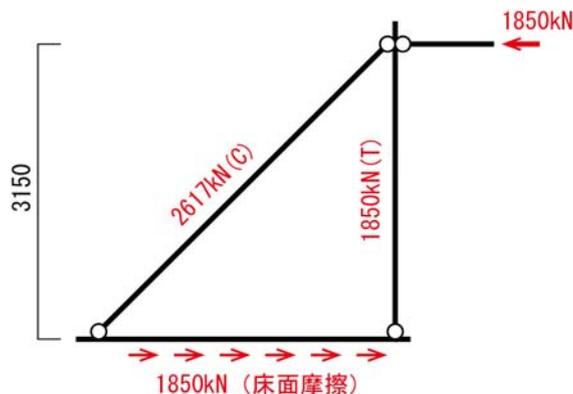


図 5. 1 躯体側水圧支持架構

Figure 5. 1 Bearing Frame for Hydraulic Pressure on RC Column

(1) 設計荷重

設計荷重 (P_w) は式(5.1)により求めた。

$$P_w = P_{max} \times A_w \dots\dots\dots (5.1)$$

$$= 0.50 \times 2240 \times 3240 = 3.63 \times 10^6 \text{ N} \rightarrow 3700 \text{ kN}$$

ここで、 P_{max} は本試験における最大水圧（水頭高さ 50m 相当）、 A_w は RC 壁試験体の受圧面積とする。水圧は 2 台の架構で分担するため、架構 1 台当たりの負担荷重は 1850kN とした。

(2) 斜材の設計

塑性座屈に関する中期許容応力度 (f_c) が軸圧縮応力度 (σ_c) よりも大きいことを確認した。

$$\sigma_c = N_c / A = 2617 \times 10^3 / 21870 = 120.0 \text{ N/mm}^2 \dots\dots\dots (5.2)$$

$$f_c = 1.25 \times F \times \{1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2\} / \{3/2 + (2/3)(\lambda / \Lambda)^2\} \dots\dots\dots (5.3)$$

$$= 1.25 \times 235 \times 0.946 / 1.59$$

$$= 175 \text{ N/mm}^2 > \sigma_c \dots\dots \text{OK}$$

ここで、 N_c は圧縮材の軸力、 A は断面積、 F は基準強度、 λ は細長比 ($\lambda = l_k/i$)、 Λ は限界細長比 ($\Lambda = 120$)、 l_k は圧縮材の座屈長さ ($l_k = 4455\text{mm}$)、 i は断面二次半径 ($i = 101\text{mm}$) とする。

また、斜材の脚部は高力ボルト (F10T, 24-M24) による摩擦接合とし、ボルトの中期許容せん断力 (Q_b) が脚部における水平力よりも大きいことを確認した。

$$Q_b = 1.25 \times f_s \times n \dots \dots \dots (5.4)$$

$$= 1.25 \times 66.4 \times 24 = 1992 \text{ kN} > 1850 \text{ kN} \dots \dots \text{OK}$$

ここで、 f_s はボルトの長期許容せん断力、 n はボルト本数とした。

(3) 縦材の設計

中期許容引張応力度 (f_t) が軸引張応力度 (σ_t) よりも大きいことを確認した。

$$\sigma_t = N_t / A = 1850 \times 10^3 / 21870 = 84.6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_t = 157 \text{ N/mm}^2 > \sigma_t \dots \dots \text{OK}$$

(4) 横材の設計

部材自体の設計は縦材の設計と同様であるため、構造計算の記述は省略する。
横材底面においては、緊張ボルトによる摩擦力で抵抗することとし、想定する摩擦耐力 (Q_f) が設計荷重 (P_w) よりも大きいことを確認した。

$$Q_f = 6 \times \mu \times T \dots \dots \dots (5.5)$$

$$= 6 \times 0.2 \times 2000$$

$$= 2400 \text{ kN} > P_w \dots \dots \text{OK}$$

ここで、 μ は摩擦係数、 T はボルトの緊張力とする。

5. 2 水圧装置の詳細設計

水圧装置の詳細設計を実施する上での基本仕様は以下とする。

最大水圧载荷時における各部の応力が中期許容応力度 (長期許容応力度と短期許容応力度の中間値とする) を超えないことを確認した。

本実験における水密扉に加わる水圧荷重の最大値は、 500 kN/m^2 とする。

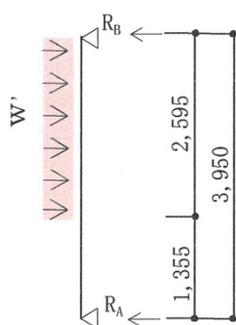
使用部材の断面と材質を表 5. 1 に示す。

表 5. 1 使用部材の断面と材質

Table 5. 1 Section and Grade of Members

部 位	断 面	材 質
柱	H-588×300×12×20	SS400
梁	H-250×250×9×14	SM490A
ブレース	H-300×300×10×15	SS400
水槽支持架構	H-400×400×13×21	SS400
鋼板	PL-16	SS400

(1) 柱の設計



H-588×300×12×20 (SM490A) $w = 147 \text{ kg/m}$

$$Z_x = 3,890 \text{ cm}^3, \quad A = 187.2 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 8.01 \text{ cm}, \quad i_y = 6.94 \text{ cm}$$

$$f_t = (325 + 216) / 2 = 270 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = 56 / 8.01 = 6.99 \rightarrow \text{低減なし}$$

$$f_b = 270 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_c = 395 / 6.94 = 56.9 \rightarrow 166.4 / 216.7 = 0.768$$

$$f_c = 0.768 \times 270 = 207 \text{ N/mm}^2$$

$$W' = 500 \text{ kN/m}$$

$$N_c = 43.4 \text{ kN}$$

$$R_A = 500 \times 2.595^2 / (2 \times 3.95) = 426 \text{ kN}$$

$$R_B = 500 \times \{ 2.595 \times (3.95 + 1.355) / (2 \times 3.95) + 0.655 + 1.00 \} = 1,199 \text{ kN}$$

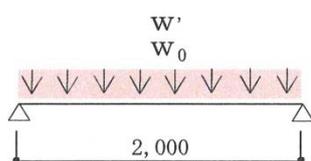
$$M_x = 500 \times 3.95^2 \times (1 - 1.355^2 / 3.95^2) / 8 = 759 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_x = M_x / Z_x = 759 \times 1,000^2 / (3,890 \times 10^3) = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = N_c / A = 43.4 \times 1,000 / (187.2 \times 10^2) = 2.32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_x / f_b + \sigma_c / f_c = 195 / 270 + 2.32 / 207 = \underline{0.73} < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

(2) 梁の設計



H-250×250×9×14 (SS400) $w = 71.8 \text{ kg/m}$

$$Z_x = 860 \text{ cm}^3, \quad Z_y = 292 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 6.91 \text{ cm}$$

$$f_t = (156 + 235) / 2 = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = 50 / 6.91 = 7.24 \rightarrow \text{低減なし}$$

$$f_b = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$W' = 264 \text{ kN/m}$$

$$W_0 = 1.65 \text{ kN/m}$$

$$M_x = 264 \times 2.00^2 / 8 = 132 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 1.67 \times 2.00^2 / 8 = 0.835 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_x = M_x / Z_x = 132 \times 1000^2 / (860 \times 10^3) = 153 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_y = M_y / Z_y = 0.835 \times 1000^2 / (292 \times 10^3) = 2.86 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_x / f_b + \sigma_y / f_t = 153 / 195 + 2.86 / 195 = \underline{0.80} < 1.0 \rightarrow \text{OK}$$

(3) ブレースの設計

H-300×300×10×15 (SS400)

$$A = 118.5 \text{ cm}^2, \quad i_y = 7.55 \text{ cm}$$

$$L = \sqrt{(3.926^2 + 3.95^2)} = 5.57 \text{ m}$$

$$f_t = (156 + 235) / 2 = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_c = 557 / 7.55 = 73.8 \rightarrow 113.5 / 156.7 = 0.724$$

$$f_c = 0.724 \times 195 = 141 \text{ N/mm}^2$$

$$N = 1,199 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = N_c / A = 1,199 \times 1,000 / (118.5 \times 10^2) = 101 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c / f_c = 101 / 141 = \underline{0.72 < 1.0 \rightarrow \text{OK}}$$

(4) 水槽支持架構

H-400×400×13×21 (SS400)

$$A = 218.7 \text{ cm}^2, \quad i_y = 10.1 \text{ cm}$$

$$L = 3.50 \text{ m}$$

$$f_t = (156 + 235) / 2 = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_c = 350 / 10.1 = 34.7 \rightarrow 145.8 / 156.7 = 0.930$$

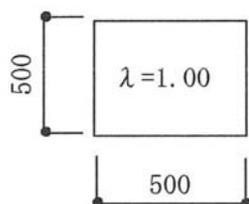
$$f_c = 0.930 \times 195 = 181 \text{ N/mm}^2$$

$$N_c = 1,650 \text{ kN (Y2 通り C11 の } R_B \text{ 参照)}$$

$$\sigma_c = N_c / A = 1,650 \times 1,000 / (218.7 \times 10^2) = 75.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c / f_c = 75.4 / 181 = \underline{0.42 < 1.0 \rightarrow \text{OK}}$$

(5) 鋼板



PL-16 (SS400)

$$Z = 1/6 \times 1000 \times 16^2 = 42,600 \text{ mm}^3$$

$$f_t = (156 + 235) / 2 = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda = 1.00$$

$$M_x = 0.0520 \times 500 \times 0.50^2 = 6.50 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\sigma = 6.50 \times 1000^2 / 42,600 = 153 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma / f_b = 153 / 195 = \underline{0.79 < 1.0 \rightarrow \text{OK}}$$

加力装置、水圧装置それぞれの詳細設計の結果を合わせて図 5. 2～5. 16 に示す。

5. 3 試験装置（加力装置、水圧装置）の製作

試験装置（加力装置、水圧装置）の製作については5.1および5.2の詳細設計に基づいて作成された設計図書や系統図によって主要装置部分を製作し、各部を接続する配管や配線は各装置所定の機能を満たす部材を選定して全体を構成した。

加力装置は、せん断変形を与える試験体上部スタブ両側に配置された5000kN油圧ジャッキ等と、面外への変形を拘束する上部スタブ支持架構の大きく2つに大別される。先述の5000kNジャッキは、CFT部材、CFT支持架構、RCブロック、RCブロック支持架構で構成され、上部スタブ支持架構は門形フレーム、ブレース、手動ジャッキで構成されている。

水圧装置は、加圧装置（タンク）等と反力架台に大別される。加圧装置（タンク）等は可とう継手受け金物、可とう継手、水槽、周囲支持柱によって構成される。反力架台は水槽支持架構、柱躯体支持架構によって構成される。各構成部材を緊張ボルト、高力ボルトなどを用いて組み立てた。

なお、今回の事業では水圧装置において予備材を含めて水槽、可とう継手、可とう継手受け金物（以上3部材を合わせて仕様書において加圧装置（タンク）と称する。）を各2体ずつ製作した。それぞれのメーカー製造番号は、水槽①・②、可とう継手受け金物①・②、可とう継手NO.1・NO.2となっており、それぞれ①・NO.1を機能限界試験において使用し、②・NO.2は予備材とした。

製作の詳細について添付資料1（工事報告書）に示す。

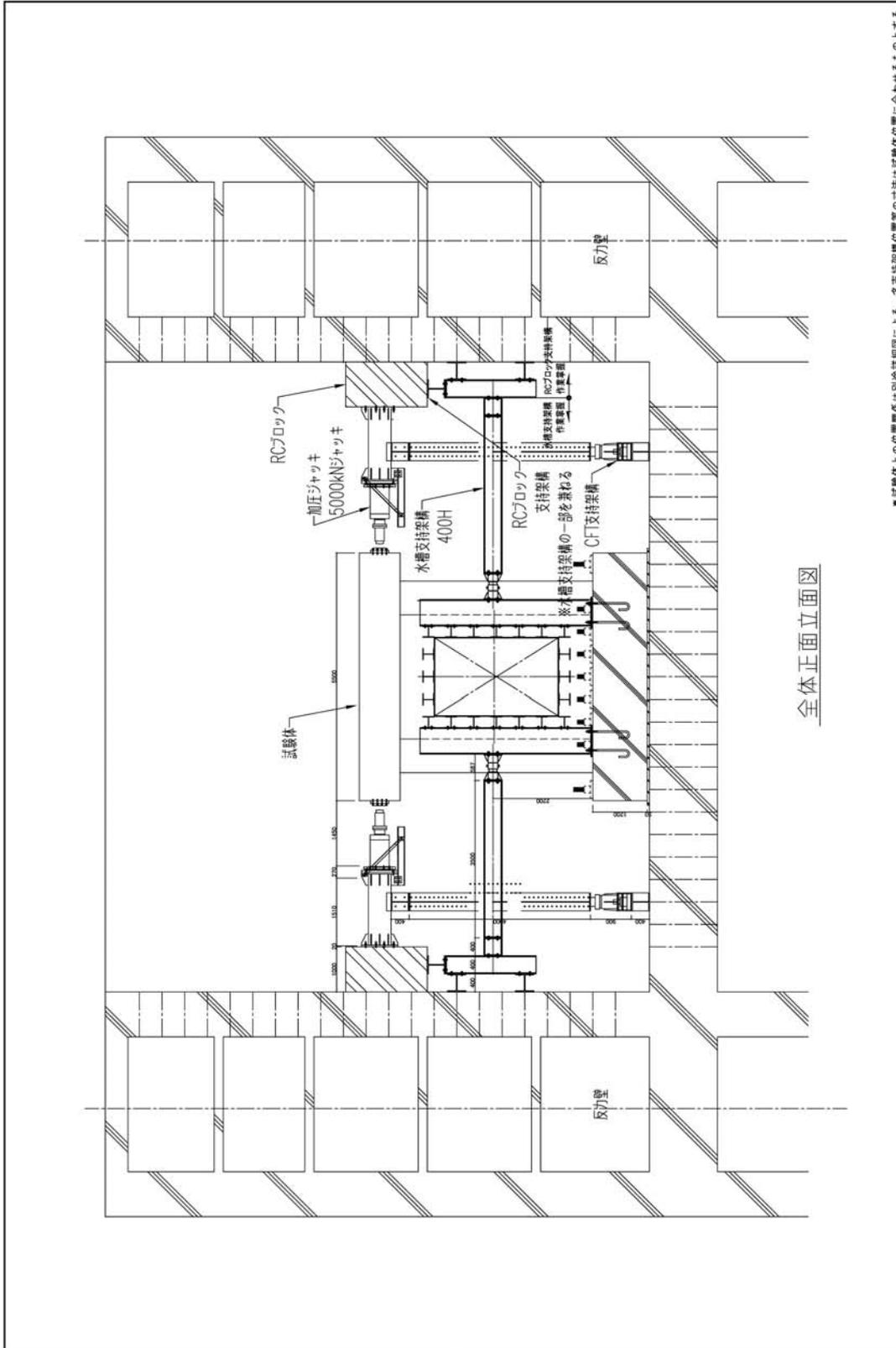


図 5. 2 試験体据付概要図 (1)

Figure 5. 2 Diagram of Test Specimen Setup (1)

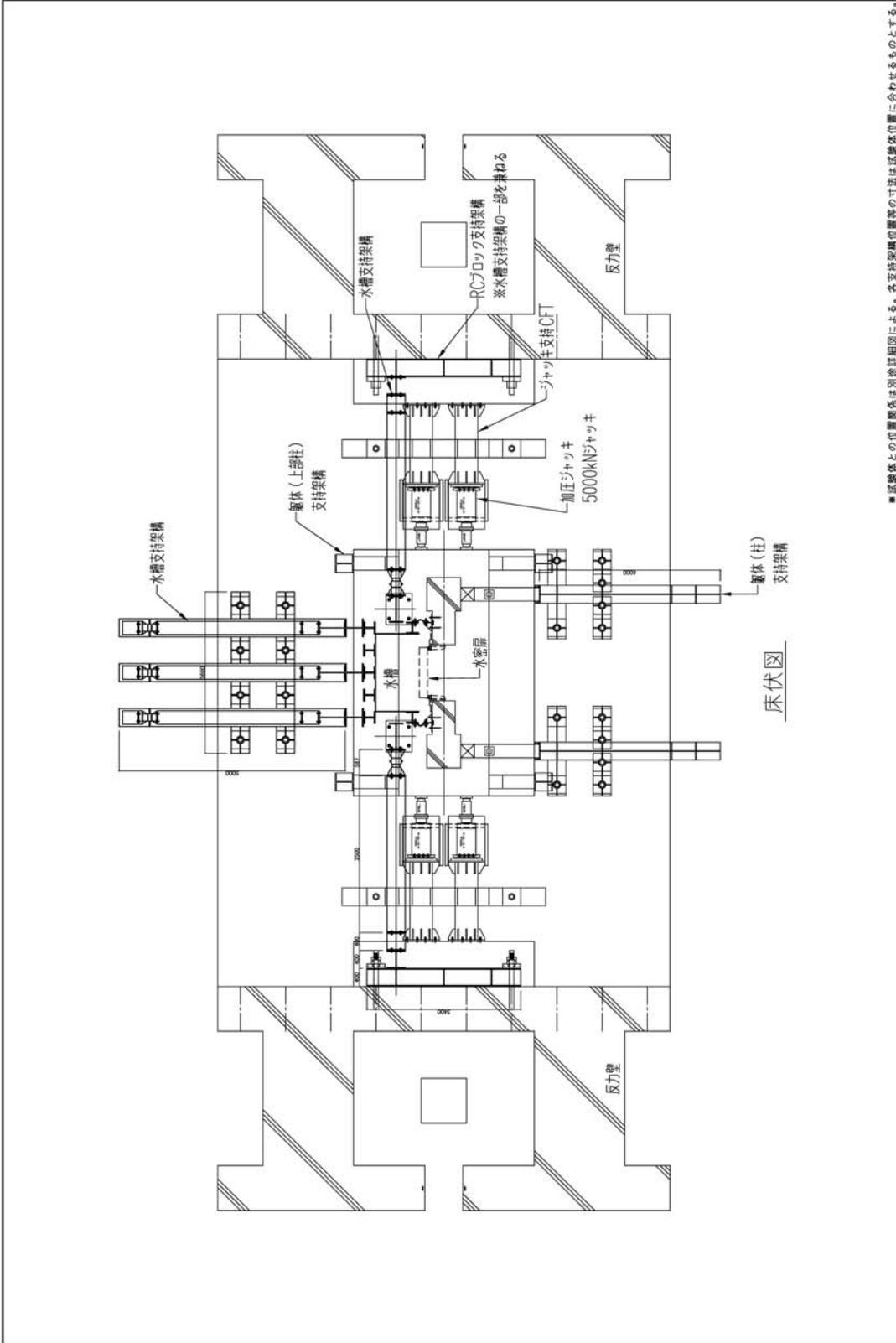


図 5. 3 試験体据付概要図 (2)

Figure 5. 3 Diagram of Test Specimen Setup (2)

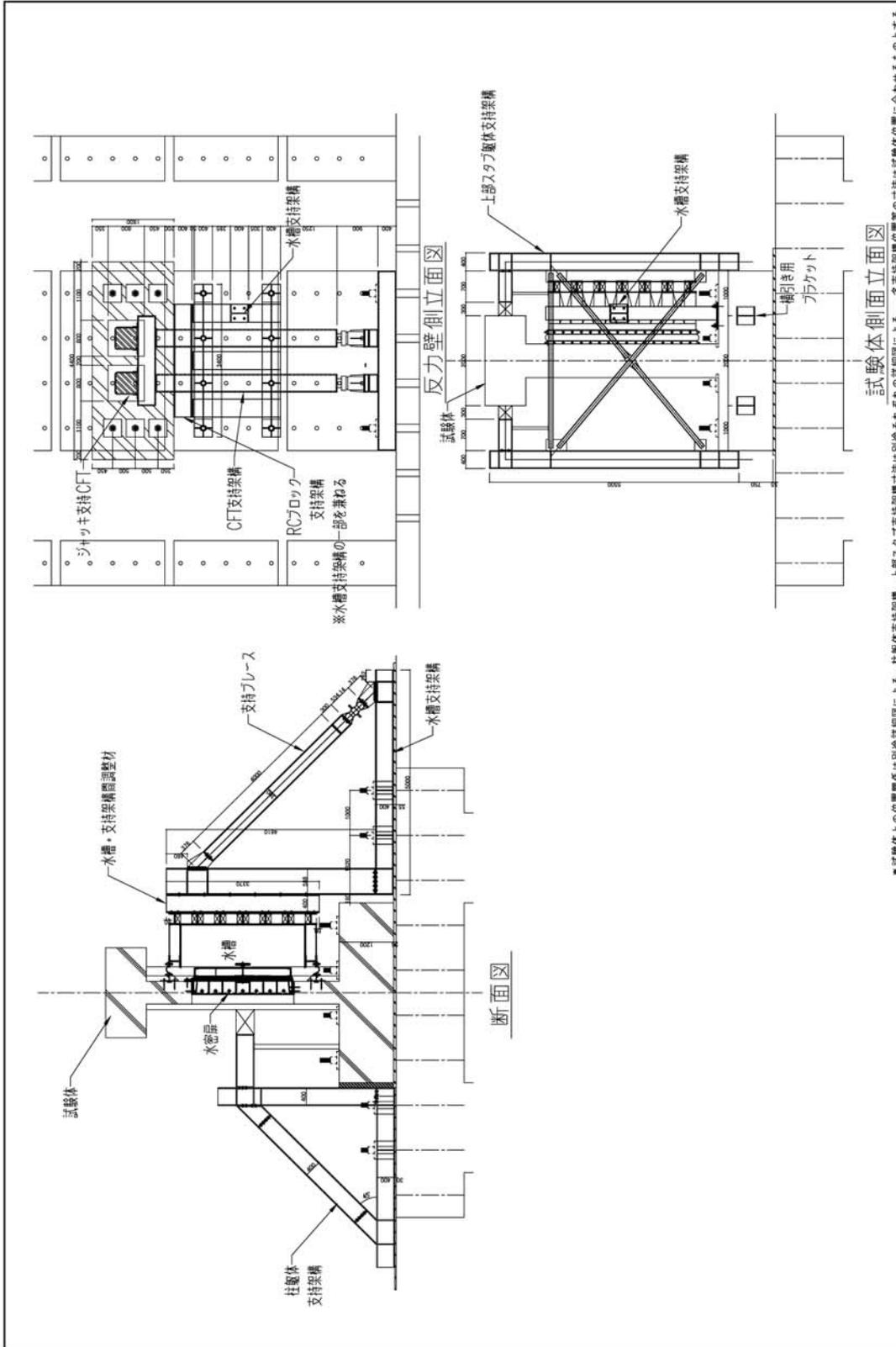


図 5. 4 試験体据付概要図 (3)

Figure 5. 4 Diagram of Test Specimen Setup (3)

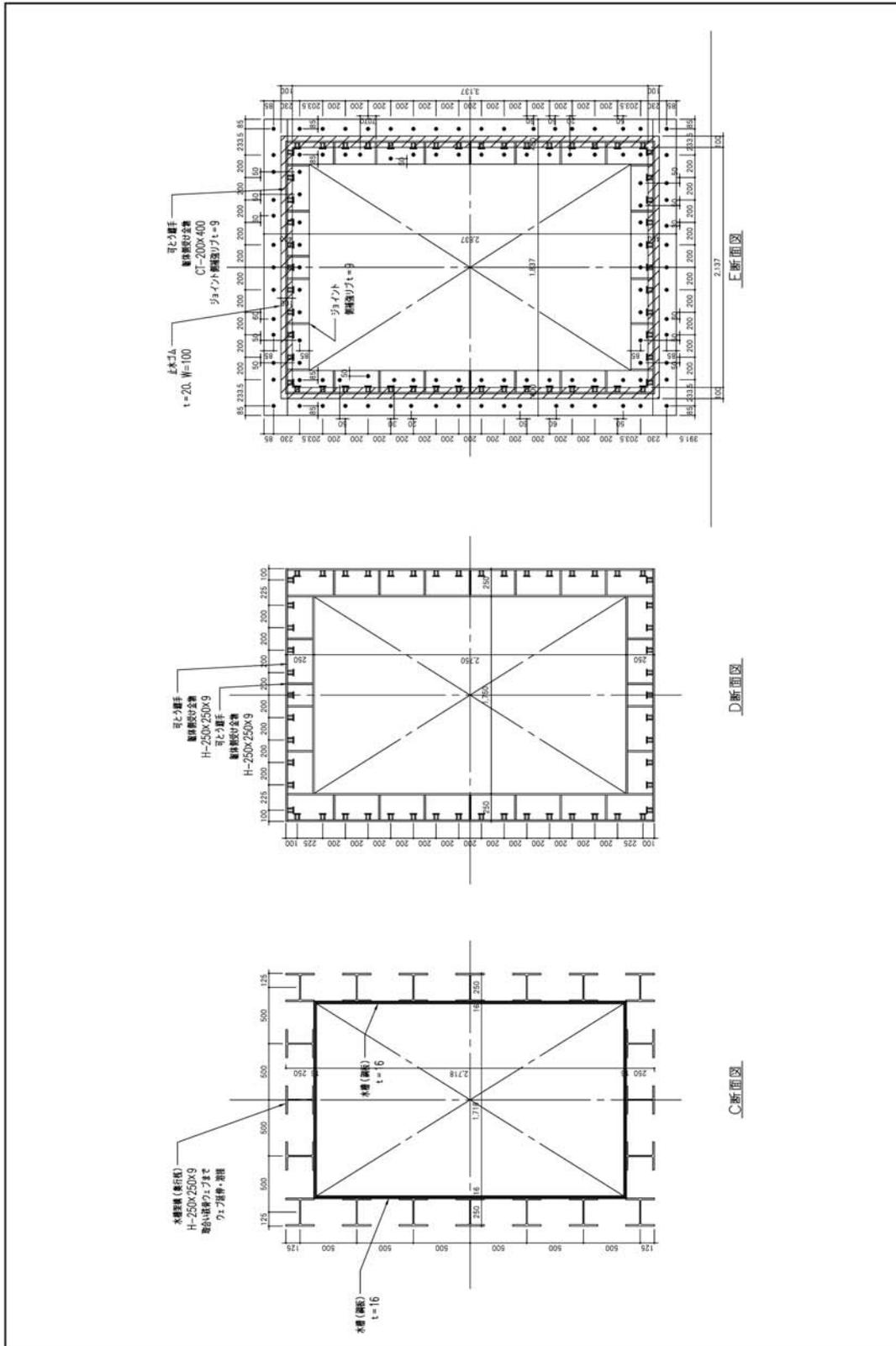


図 5.6 試験体詳細図 (2)
Figure 5.6 Detailed Drawing of Specimen (2)

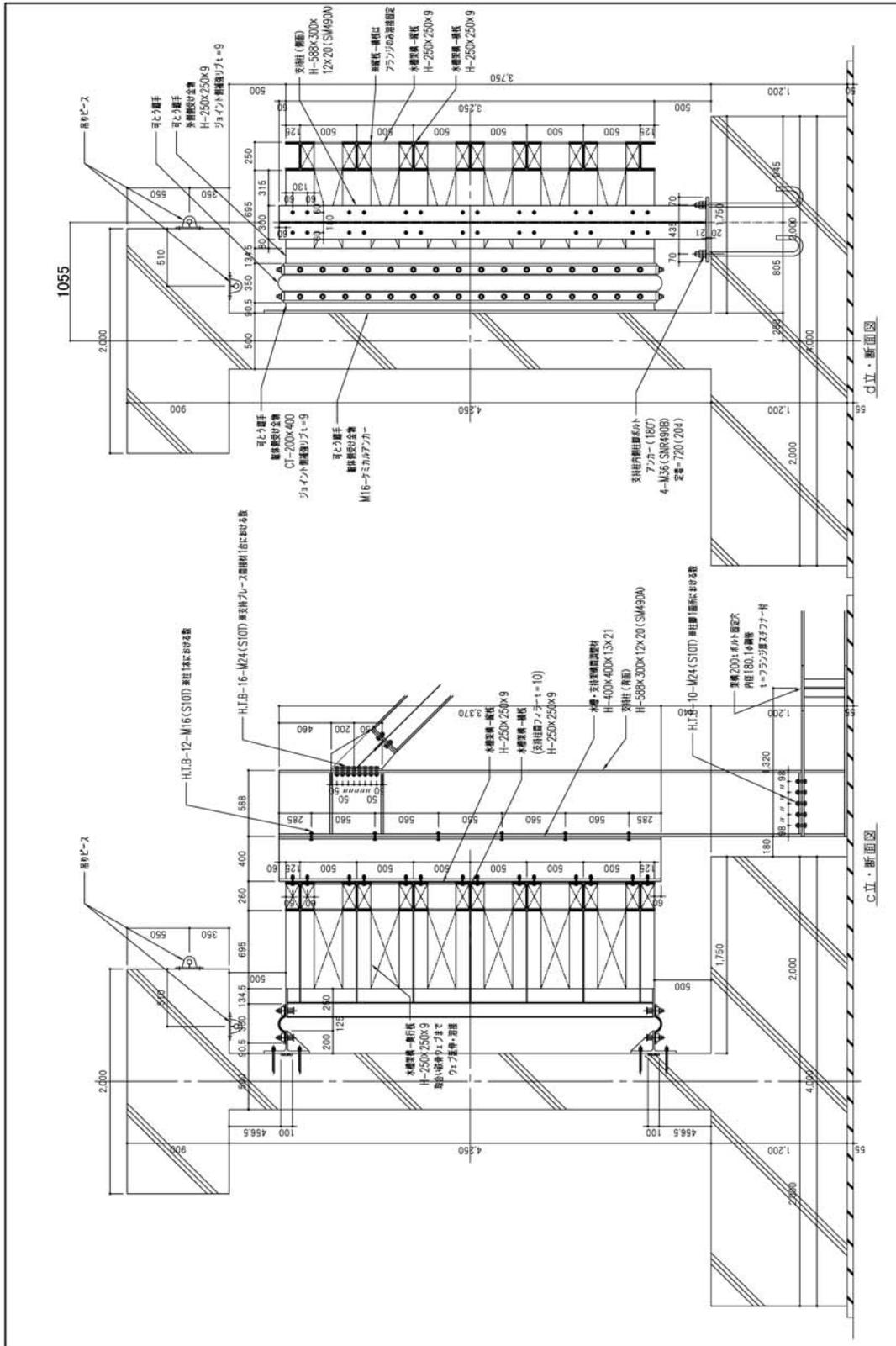


図 5. 8 試験体詳細図 (4)
Figure 5. 8 Detailed Drawing of Specimen (4)

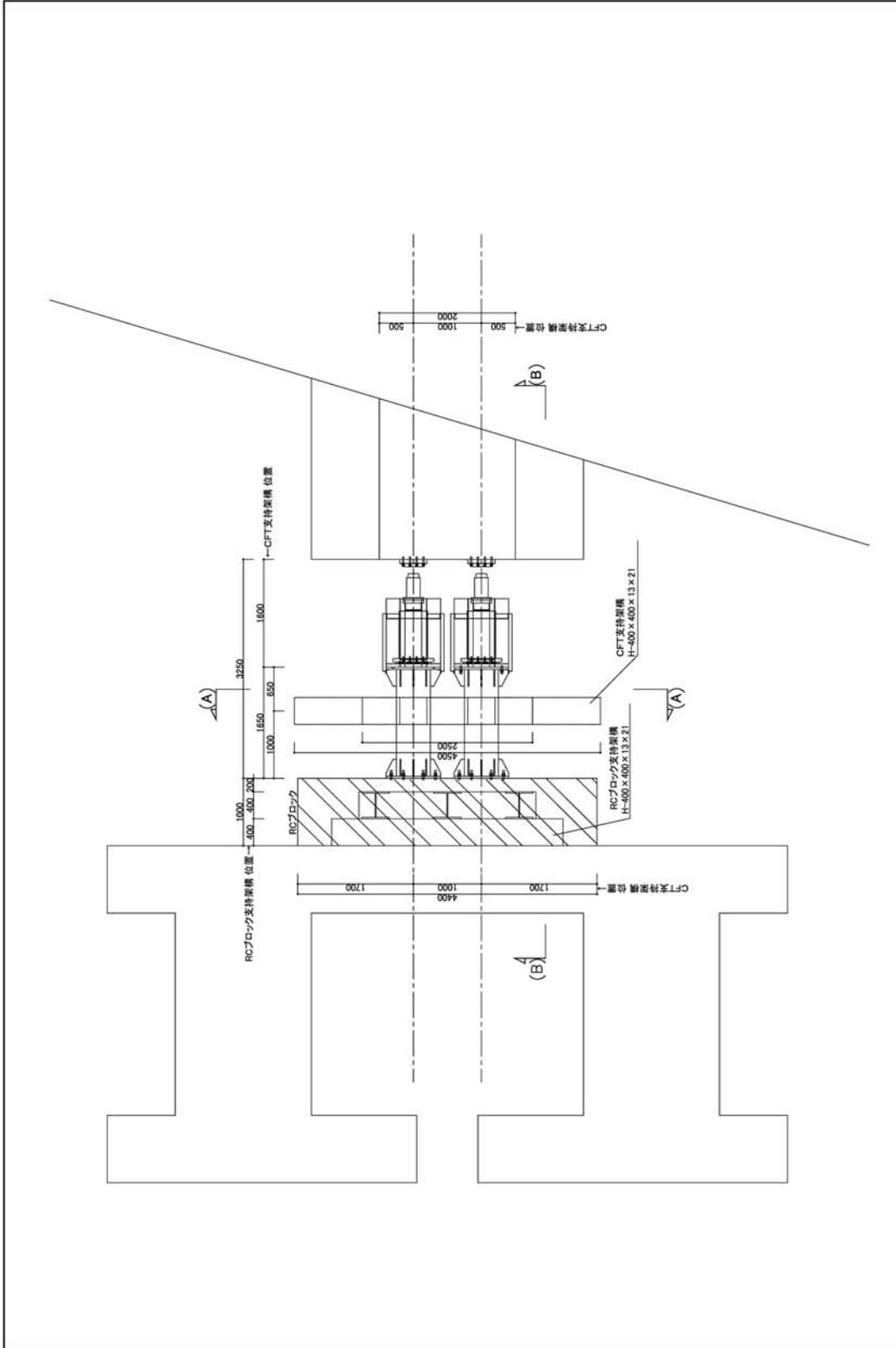


図 5. 10 加力周り架構 見下図

Figure 5. 10 Loading Apparatus Frame Plan (Look-Down View)

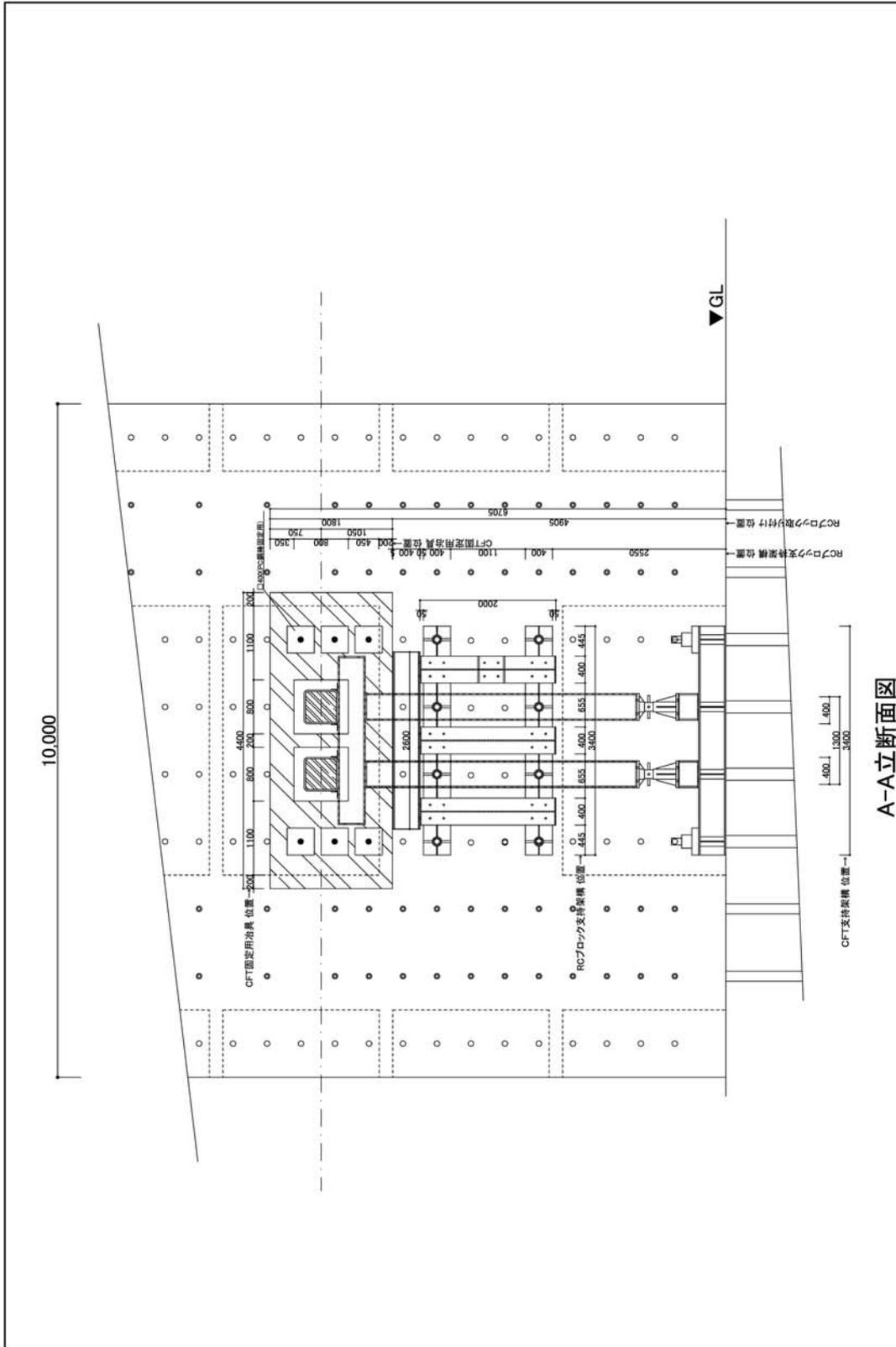
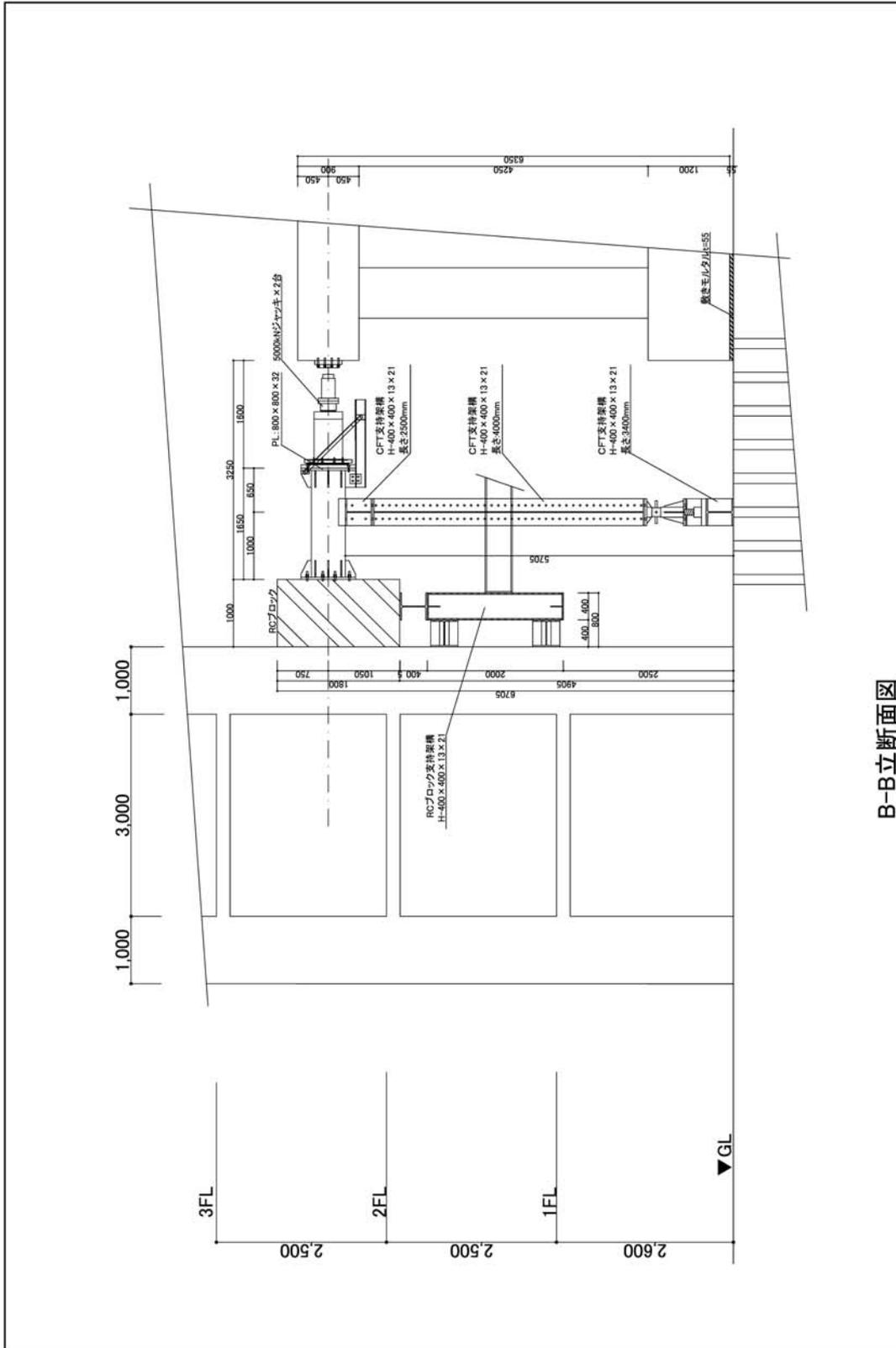


図 5. 11 加力周り架構 立断面図(1)
Figure 5. 1 Loading Apparatus Frame Elevation / Section (1)



B-B立面図

図 5. 12 加力周り架構 立面図 (2)

Figure 5. 12 Loading Apparatus Frame Elevation / Section (2)

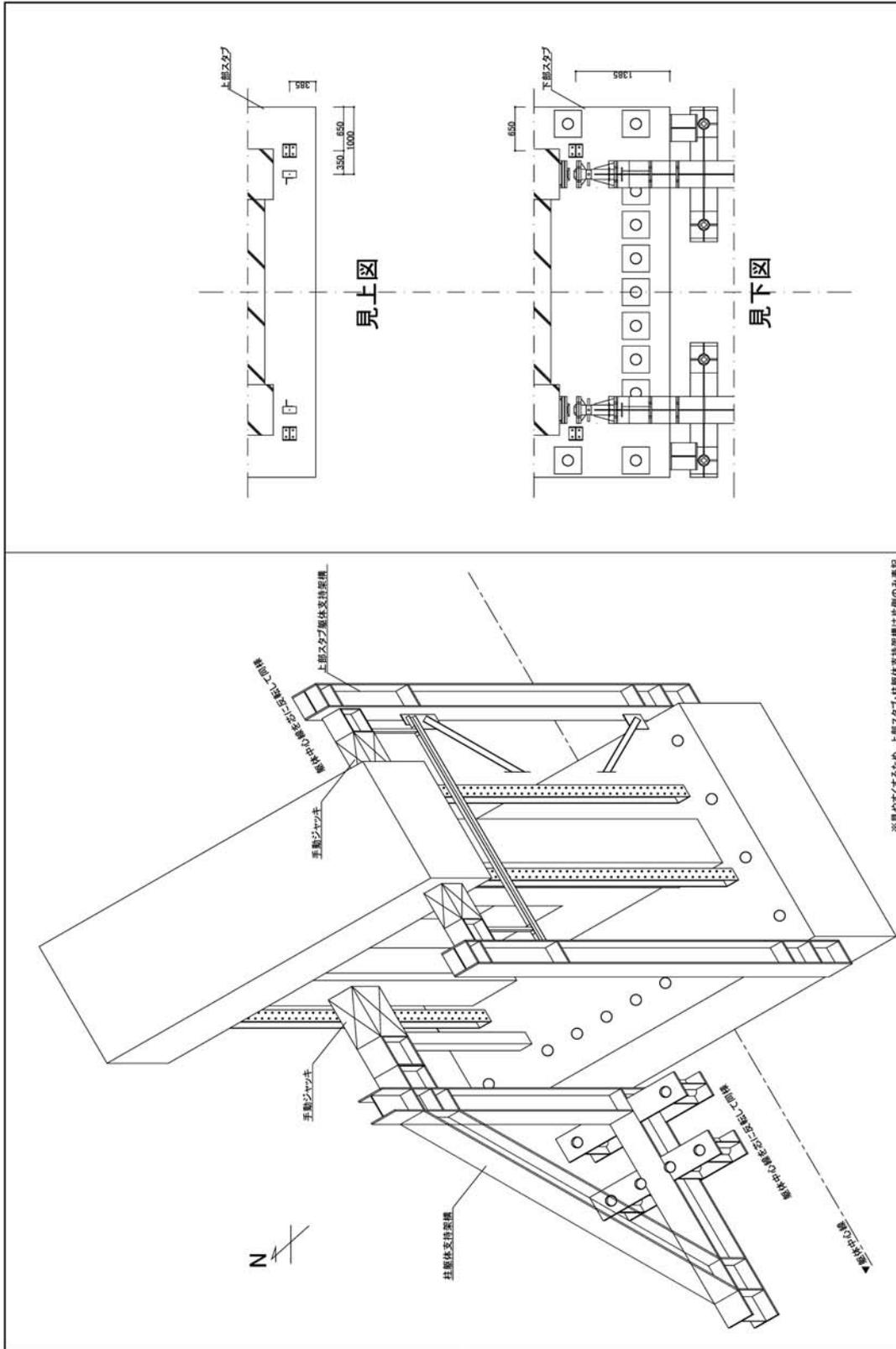


図 5. 13 躯体支持架構複雑部アクソメ図等
Figure 5. 13 Complicated Part of Support Frame of Structure in Axonometric View

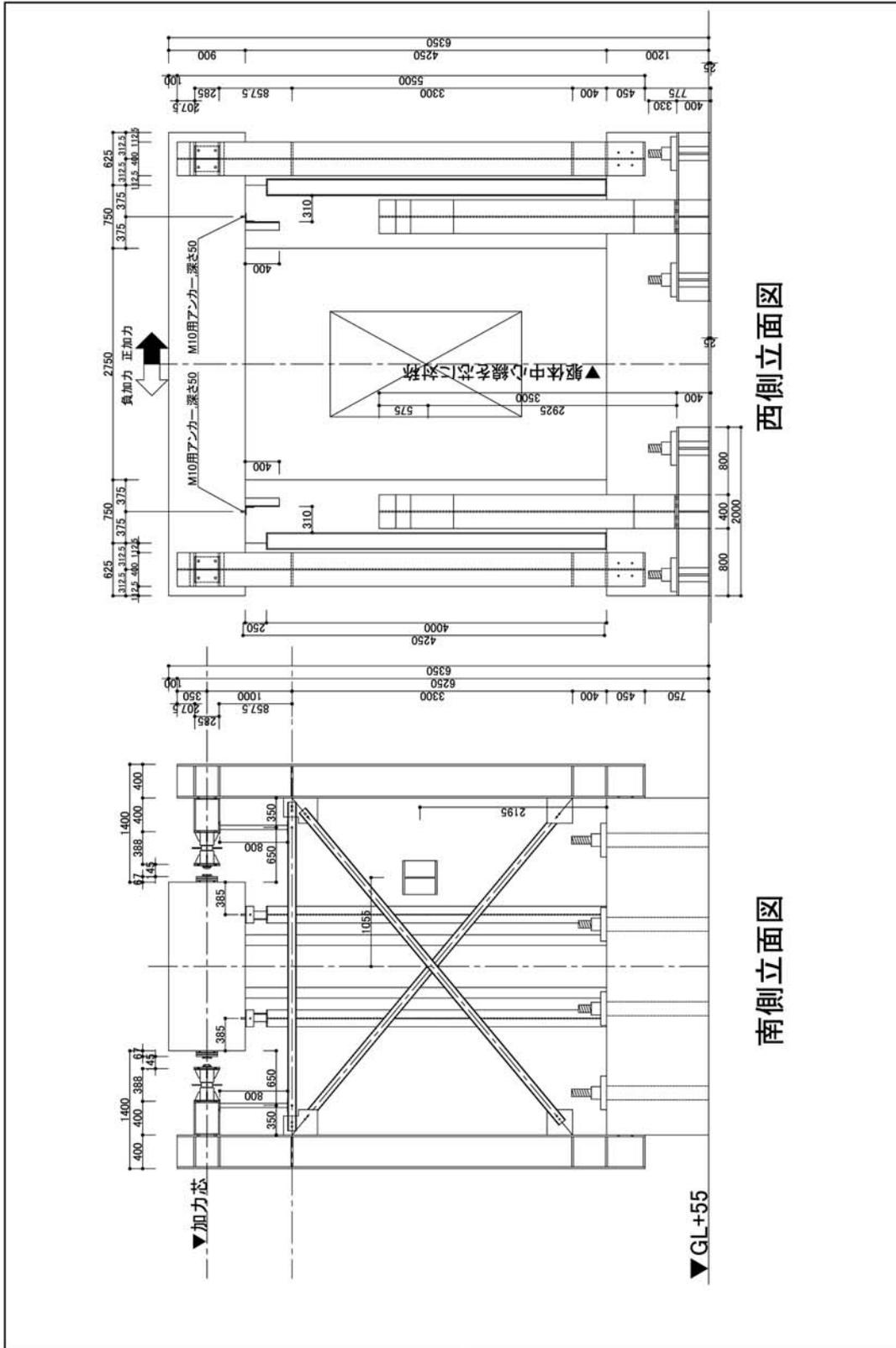


図 5. 15 上部スタブ躯体支持架構 詳細図

Figure 5. 15 Detailed Drawing of Upper Stab Support Frame

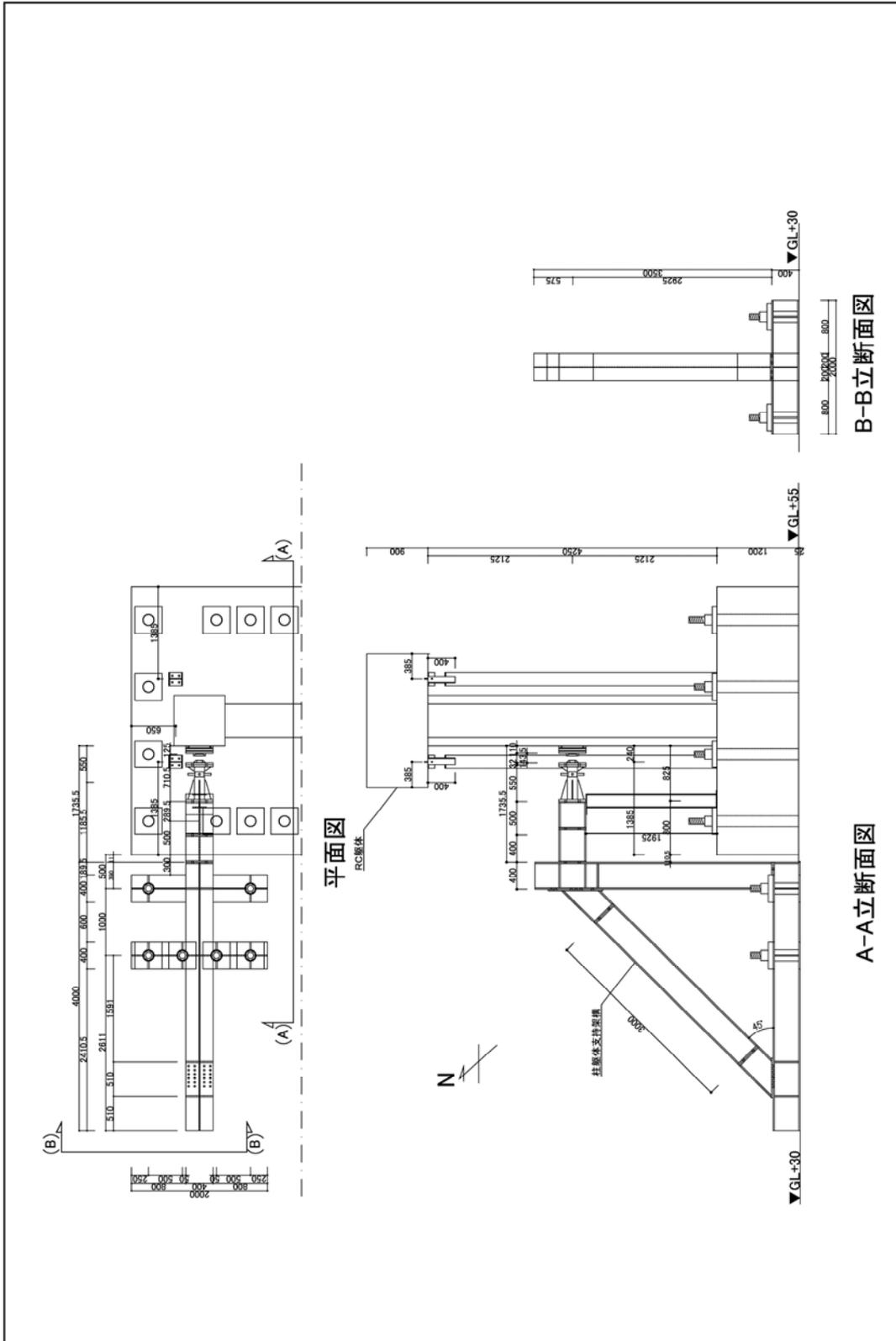


图 5.16 柱形体支持架构造 详细图

Figure 5.16 Detailed Drawing of Column Support Frame

6. 水密扉機能限界試験の実施

6. 1 試験場内における漏水対策の実施

試験場内への漏水に伴う対策として、水密扉枠内・外にそれぞれ漏水養生シートを設け、試験体に面して鉄骨枠で組んだ足場を設置した。反力床のボルト固定用貫通穴はすべて漏水養生蓋で塞ぎ、他の試験棟エリアとの境には漏水堰を設置した。

また、漏水した水を迅速に場外へ排水するために、場外排水用水中ポンプを反力床上に設置した。

漏水対策の詳細について添付資料 1（工事報告書）に示す。

6. 2 加圧設備の設置

所定の水圧をかけて保持するための加圧設備は貯留水槽、水中ポンプ、コンプレッサー、与圧タンク、電磁弁、加圧タンク、水圧センサー、制御盤により構成される。

試験用水を貯留しておく鋼製の貯留水槽を反力床に配置し、水中ポンプと樹脂製配管を介して水槽と連結し、水槽排水口と貯留水槽も樹脂製配管により連結した。

水槽へ水圧を与える圧力源であるコンプレッサーを始点として、与圧タンク、電磁弁、加圧タンク、水槽の順に樹脂製や鋼製の配管により連結した。水槽へは圧力センサーを設置し、電磁弁と圧力センサーを制御盤に信号線によって結線した。また、圧力目視確認用に機械式圧力計を圧力センサーに隣接して設置した。

加圧設備の詳細について添付資料 1（工事報告書）に示す。

6. 3 試験要領の作成

試験は、図 6. 1 に示すように、面内方向水平力の載荷と面外方向水圧の載荷を組み合わせて実施することとし、安全に試験を行うために加力手順や中断に関する条件を予め整理した。また、各試験ステップにおける水密扉及び周辺躯体からの漏水重量、載荷水圧、面内水平力、各部の変位、鉄筋ひずみ等を計測することとし、漏水量やせん断変形角の導出方法等を整理した。これらの載荷及び計測に関する試験要領の詳細は添付資料 2（NOR26-2-006 機能限界試験要領）に示す。

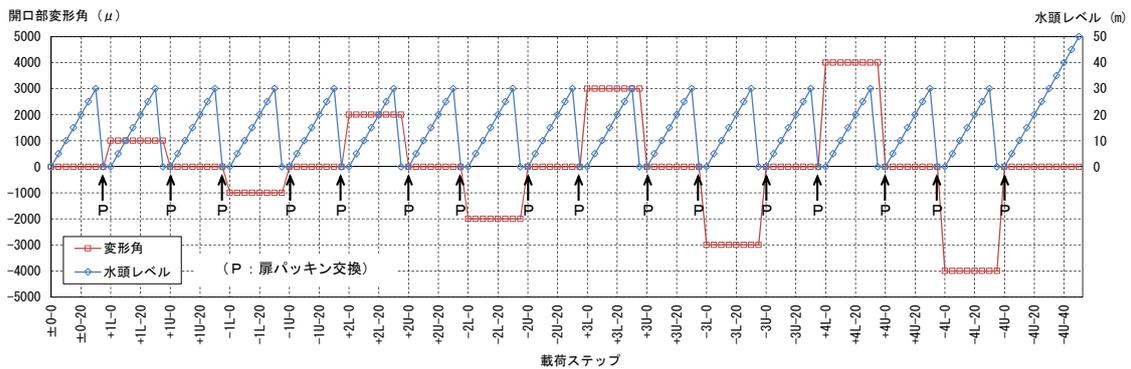


図 6. 1 载荷経路

Figure 6. 1 Loading Path

6. 4 機能限界試験の実施

6. 3 の要領に従い機能限界試験を実施した。表 6. 1 に試験の概要を、図 6. 2 に機能限界試験の実施状況を示す。

表 6. 1 試験の概要

Table 6. 1 Outline of Test

試験期間	平成 26 年 12 月 4 日～平成 26 年 12 月 16 日 (実働 9 日間)
試験場	株式会社大林組 技術研究所
载荷範囲	(水压) 水頭高さ 5m～50m 相当 (開口部変形角) $0\mu \sim 4000\mu$
1 日の流れ	<p>午前：除荷状態における漏水試験</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水槽への注水、昇圧準備 ・除荷時における漏水量計測 ・除圧、水槽からの排水 ・面内せん断力载荷用の支持条件に切り替え ・ゴムパッキン交換 <p>午後：载荷状態における漏水試験</p> <ul style="list-style-type: none"> ・面内せん断力载荷、ひび割れ観察 ・水压载荷用の支持条件に切り替え ・水槽への注水、昇圧準備 ・载荷時における漏水量計測 ・除圧、水槽からの排水 ・面内せん断力除荷 ・ゴムパッキン交換



(集水)



(漏水量の計測)



(躯体損傷・漏水状況の観察)



(ゴムパッキンの交換)

図 6. 2 水密扉機能限界試験

Figure 6. 2 Watertight Door Test

6. 5 試験における安全対策

加圧設備の内、コンプレッサー、与圧タンク、加圧タンクには製品に標準で機械式圧力計と過加圧防止圧力逃し弁が用意されている物を選定し、機械式圧力計で目視にて各機器での圧力異常が確認できるようにすると共に、逃し弁で各機器が過加圧による損傷を受けないようにした。

与圧・加圧タンクは日本ボイラ協会の検定を通過した既製品を使用することで、規定内の圧力に十分耐えうる証明の取れた物を使用した。

加圧設備を制御する制御盤には緊急停止ボタンを用意し、制御盤の設定などの操作をせずとも、当該ボタンを押すだけで、加圧動作を停止すると共に電磁弁からタンク外へ空気を逃し、直ちに安全確保が出来る仕組みを構築した。

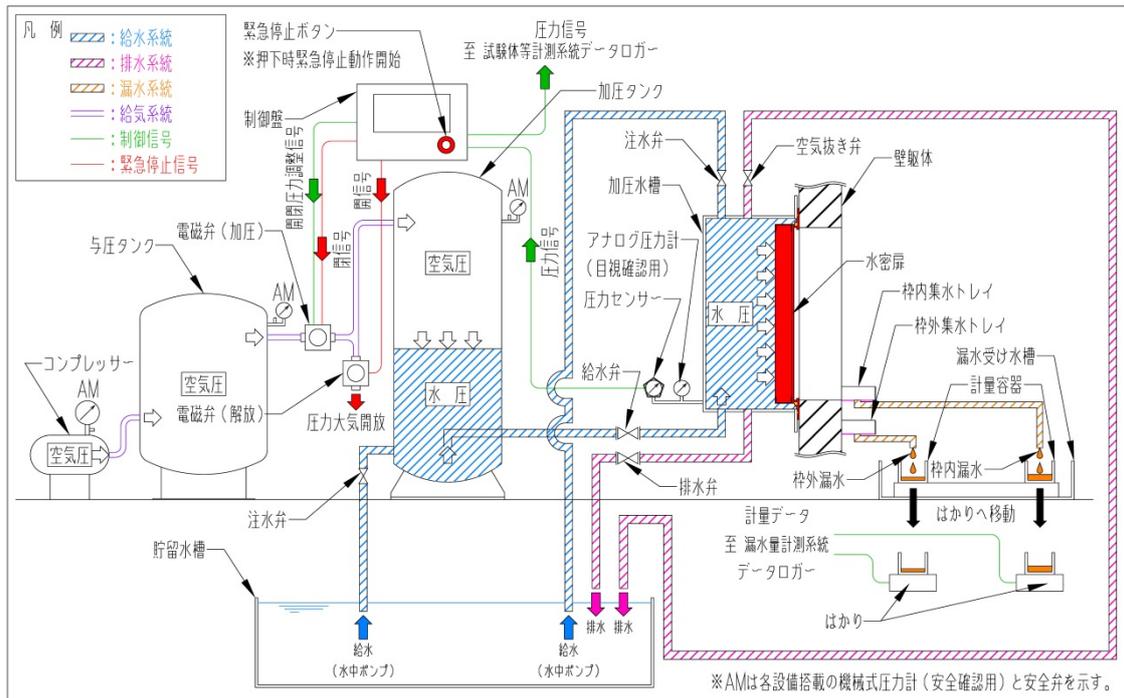


図 6. 3 加圧設備系統図

Figure 6. 3 System Diagram of Pressure Device

6. 6 試験装置損傷に対する考慮

試験において要所である部材を予備材を含め 2 体ずつ製作しておくことにより、万が一試験装置が損傷した場合においても、迅速に取り替え試験を続行できる体制を整えた。

予備材を用意した部材は、水密扉、水槽、可とう継手、可とう継手受け金物の 4 部材である。

7. 水密扉の浸水防止機能に関する評価法の検討

7. 1 試験データの整理分析

本試験においては、大きく分けて次の2つの状態で漏水量を計測した。

- (1) 躯体に面内水平力による変形を与えた状態（以下、載荷時と呼称する）
- (2) 躯体に与えた水平力を除荷した状態（以下、除荷時と呼称する）

地震力による最大変形は瞬間的に生じて、建物が大規模に損壊しない限り継続することはないため、試験のようにせん断変形が生じた状態で長時間水圧を受けることは考えにくい。従って、載荷時の漏水量は実現象を評価する場合には過剰な値と考え得る。一方、除荷時の漏水量は、地震後の津波により建屋地下室に浸水した場合など、現実に取り得る状態に近い漏水量と考えられる。そこで、以下の検討においては試験結果を載荷時と除荷時の2つに分けて整理した。

また、水密扉基礎試験1のデータと比較できるように、漏水は扉枠の内側（図7.1における枠内）から生じるものと扉枠と充填グラウトの界面より外（図7.1における枠外）から生じるものを分けて収集した。枠内における漏水量が水密扉基礎試験1において計測された漏水量に相当する。

表7.1～表7.4に本試験において計測した漏水量の一覧を示す。本表においては、載荷時の計測値を網掛け、除荷時の計測値を網掛けなしで表す。

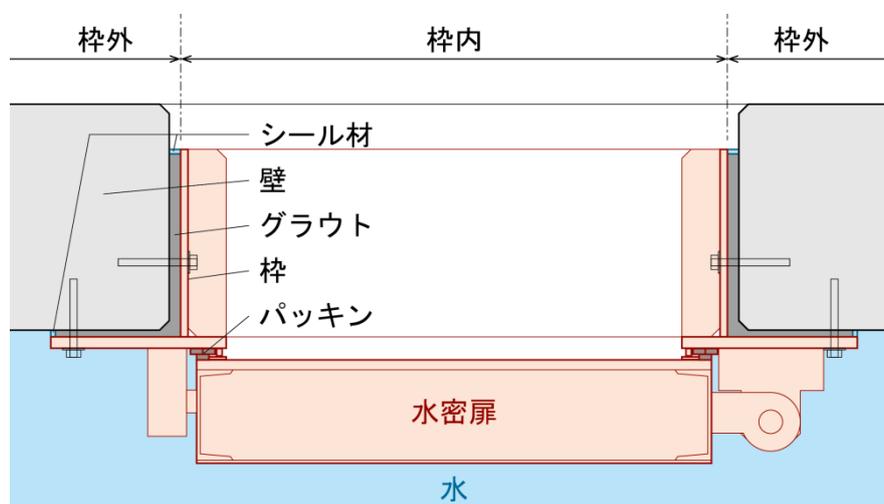


図7.1 水平断面における漏水の区分（枠内／枠外）

Figure 7.1 Compartment of Leakage in Horizontal Section
(Inside / Outside of Frame)

表 7. 1 変形前及び開口部変形 1000 μ における漏水量

Table 7. 1 Observed Leakage (Shear Deformation: 0 or 1000 μ)

載荷 状況	水頭 高さ [m]	計測 時間 [s]	重量 [g]		漏水量 [$\text{m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}^2)$]		
			枠内	枠外	枠内	枠外	合計
変形前	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	717	0	0.00	0.00	0.00
	15	401	6751	0	0.03	0.00	0.03
	20	316	6754	0	0.04	0.00	0.04
	25	77	6852	0	0.16	0.00	0.16
	30	57	6885	0	0.22	0.00	0.22
+1000 μ 載荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	1947	120	0.01	0.00	0.01
	15	347	6821	109	0.04	0.00	0.04
	20	180	6739	86	0.07	0.00	0.07
	25	61	6736	42	0.20	0.00	0.20
	30	45	6851	44	0.27	0.00	0.28
+1000 μ 除荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	2246	0	0.01	0.00	0.01
	15	277	6702	0	0.04	0.00	0.04
	20	148	6784	0	0.08	0.00	0.08
	25	42	6721	0	0.29	0.00	0.29
	30	-	-	-	-	-	-
-1000 μ 載荷	5	600	0	272	0.00	0.00	0.00
	10	600	2745	503	0.01	0.00	0.01
	15	383	6646	434	0.03	0.00	0.03
	20	73	6793	109	0.17	0.00	0.17
	25	104	6822	200	0.12	0.00	0.12
	30	39	7095	97	0.33	0.00	0.33
-1000 μ 除荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	2015	0	0.01	0.00	0.01
	15	325	6837	0	0.04	0.00	0.04
	20	165	6980	0	0.08	0.00	0.08
	25	44	7065	1	0.29	0.00	0.29
	30	-	-	-	-	-	-

※ (-) は、直前の水圧載荷で計量限界を超えたため、加圧を中止したことを表す。

表 7. 2 開口部変形 2000 μ における漏水量

Table 7. 2 Observed Leakage (Shear Deformation: 2000 μ)

載荷 状況	水頭 高さ [m]	計測 時間 [s]	重量 [g]		漏水量 [m ³ /(h \cdot m ²)]		
			枠内	枠外	枠内	枠外	合計
+2000 μ 載荷	5	600	0	1067	0.00	0.00	0.00
	10	600	4041	2317	0.01	0.01	0.02
	15	304	6958	1644	0.04	0.01	0.05
	20	348	6822	2420	0.04	0.01	0.05
	25	48	7261	411	0.27	0.02	0.29
	30	-	-	-	-	-	-
+2000 μ 除荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	1781	0	0.01	0.00	0.01
	15	509	6799	0	0.02	0.00	0.02
	20	84	6887	1	0.15	0.00	0.15
	25	148	6938	5	0.08	0.00	0.08
	30	50	7133	23	0.26	0.00	0.26
-2000 μ 載荷	5	600	0	1457	0.00	0.00	0.00
	10	600	1823	3055	0.01	0.01	0.01
	15	406	6897	3149	0.03	0.01	0.04
	20	156	6990	1603	0.08	0.02	0.10
	25	89	7107	1139	0.14	0.02	0.17
	30	46	7153	742	0.28	0.03	0.31
-2000 μ 除荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	1552	0	0.00	0.00	0.00
	15	371	6723	0	0.03	0.00	0.03
	20	158	7011	3	0.08	0.00	0.08
	25	133	7075	36	0.10	0.00	0.10
	30	124	6950	88	0.10	0.00	0.10

※ (-) は、直前の水圧載荷で計量限界を超えたため、加圧を中止したことを表す。

表 7. 3 開口部変形 3000 μ における漏水量

Table 7. 3 Observed Leakage (Shear Deformation: 3000 μ)

載荷 状況	水頭 高さ [m]	計測 時間 [s]	重量 [g]		漏水量 [m ³ /(h \cdot m ²)]		
			枠内	枠外	枠内	枠外	合計
+3000 μ 載荷	5	600	0	3807	0.00	0.01	0.01
	10	463	1731	6774	0.01	0.03	0.03
	15	291	6184	6833	0.04	0.04	0.08
	20	176	6936	5433	0.07	0.06	0.13
	25	125	7076	4792	0.10	0.07	0.17
	30	69	7045	3108	0.18	0.08	0.26
+3000 μ 除荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	483	0	0.00	0.00	0.00
	15	541	6807	0	0.02	0.00	0.02
	20	168	6996	0	0.07	0.00	0.07
	25	50	7165	17	0.26	0.00	0.26
	30	-	-	-	-	-	-
-3000 μ 載荷	5	600	0	5198	0.00	0.02	0.02
	10	397	457	6960	0.00	0.03	0.03
	15	257	2184	6915	0.02	0.05	0.06
	20	181	5283	6871	0.05	0.07	0.12
	25	102	7084	4889	0.13	0.09	0.21
	30	19	7997	1129	0.76	0.11	0.86
-3000 μ 除荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	378	0	0.00	0.00	0.00
	15	342	6905	0	0.04	0.00	0.04
	20	185	6934	0	0.07	0.00	0.07
	25	146	7006	37	0.09	0.00	0.09
	30	148	6987	106	0.08	0.00	0.09

※ (-) は、直前の水圧載荷で計量限界を超えたため、加圧を中止したことを表す。

表 7. 4 開口部変形 4000 μ における漏水量

Table 7. 4 Observed Leakage (Shear Deformation: 4000 μ)

載荷 状況	水頭 高さ [m]	計測 時間 [s]	重量 [g]		漏水量 [m ³ /(h \cdot m ²)]		
			枠内	枠外	枠内	枠外	合計
+4000 μ 載荷	5	343	0	6929	0.00	0.04	0.04
	10	166	1082	6991	0.01	0.08	0.09
	15	105	1478	7010	0.03	0.12	0.15
	20	78	3218	7072	0.07	0.16	0.24
	25	36	7496	3865	0.37	0.19	0.57
	30	-	-	-	-	-	-
+4000 μ 除荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	1723	0	0.01	0.00	0.01
	15	233	6935	0	0.05	0.00	0.05
	20	102	6893	0	0.12	0.00	0.12
	25	46	7061	11	0.28	0.00	0.28
	30	-	-	-	-	-	-
-4000 μ 載荷	5	281	0	6821	0.00	0.04	0.04
	10	137	198	6719	0.00	0.09	0.09
	15	96	1737	7025	0.03	0.13	0.16
	20	73	2801	7124	0.07	0.18	0.24
	25	57	2767	6989	0.09	0.22	0.31
	30	-	-	-	-	-	-
-4000 μ 除荷	5	600	0	0	0.00	0.00	0.00
	10	600	1882	0	0.01	0.00	0.01
	15	179	6934	21	0.07	0.00	0.07
	20	132	6962	42	0.09	0.00	0.10
	25	33	7145	25	0.39	0.00	0.39
	30	37	7496	64	0.36	0.00	0.37
	35	33	6959	109	0.38	0.01	0.39
	40	31	7494	166	0.44	0.01	0.44
	45	30	7059	256	0.42	0.02	0.44
	50	30	6960	328	0.42	0.02	0.44

※ (-) は、直前の水圧載荷で計量限界を超えたため、加圧を中止したことを表す。

7. 1. 1 載荷時の漏水量

図 7. 2 に載荷時における枠内の漏水量と水頭高さ及びせん断変形角の関係を示す。

枠内の漏水量は、横軸を水頭高さとした場合は右上がりの指数曲線状に推移し、水頭高さが 20m を超える領域でばらつきが顕著であった。一方、横軸をせん断変形角とした場合は明確な相関性はみられなかった。

図 7. 3 に載荷時における枠外の漏水量と水頭高さ及びせん断変形角の関係を示す。

枠外の漏水量は、横軸を水頭高さとした場合は右上がりの直線状に推移した。横軸をせん断変形角とした場合は右上がりの指数曲線状に推移しており、いずれも漏水量との相関性が確認できた。

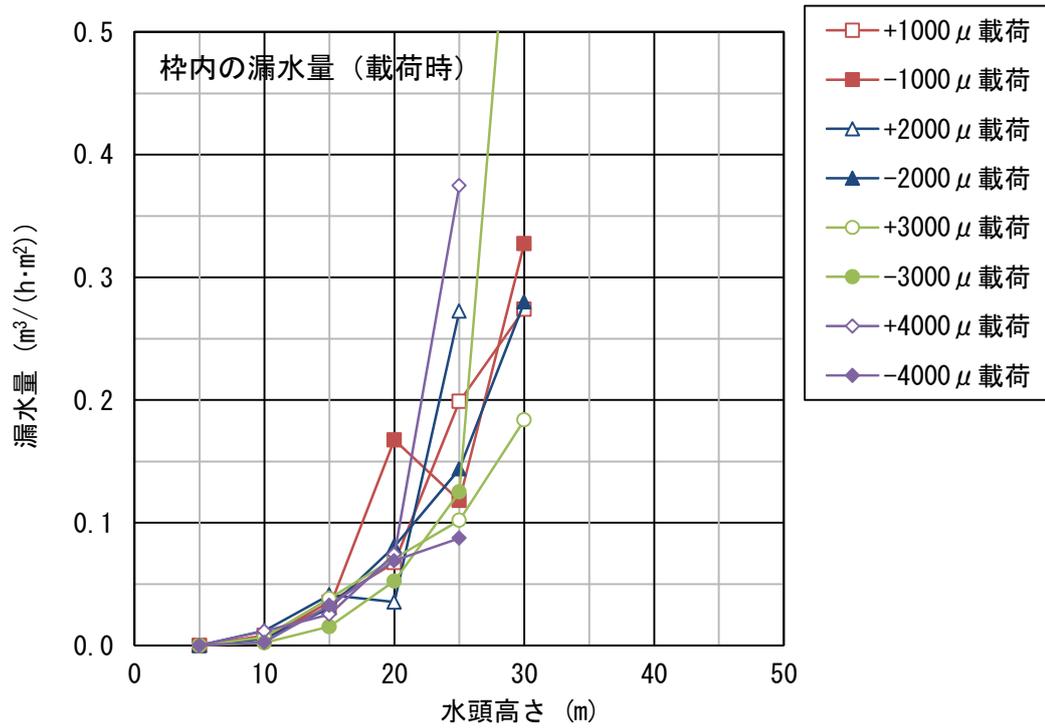
以上より、枠内および枠外ともに漏水量と水頭高さには相関性があることを確認した。ただし、想定する水頭高さが大きい場合は枠内の漏水量に関してばらつきが大きいこと、評価される漏水量は地震時に瞬間的に発生する値であること等に注意が必要である。一方、枠外の漏水量はせん断変形角との相関性が見られるが、枠内の漏水量にはせん断変形角との相関性が見られなかった。表 7. 5 に載荷時における水頭高さ及びせん断変形の漏水量に対する相関性についてまとめる。

また、本試験に用いた水密扉の性能（水頭高さ 10m において漏水量が $0.02 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}^2)$ 以下）は、原子力建屋の耐震壁の一般的な設計範囲（せん断変形 $\pm 2000 \mu$ 以内）において満足することを確認した。

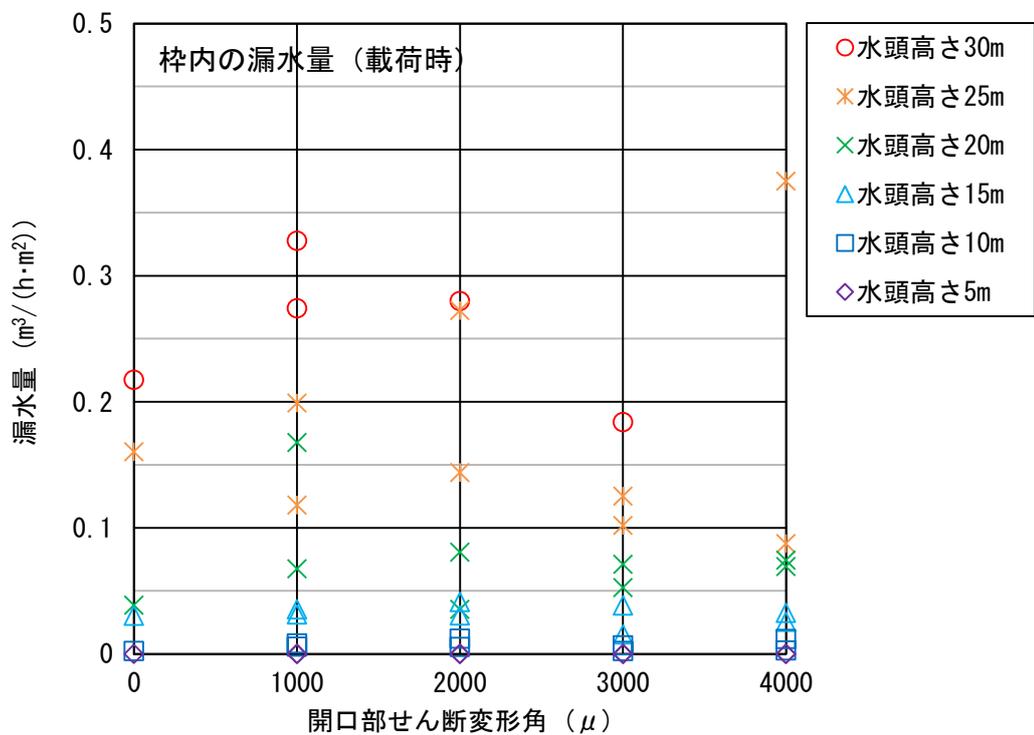
表 7. 5 水頭高さ及びせん断変形の漏水量に対する相関性（載荷時）

Table 7. 5 Relationship between Leakage and Head Height, Shear Deformation with Loading

	枠内	枠外
水頭高さ	相関性あり 指数曲線状に分布	相関性あり 直線状に分布
せん断変形角	相関性なし	相関性あり 指数曲線上に分布



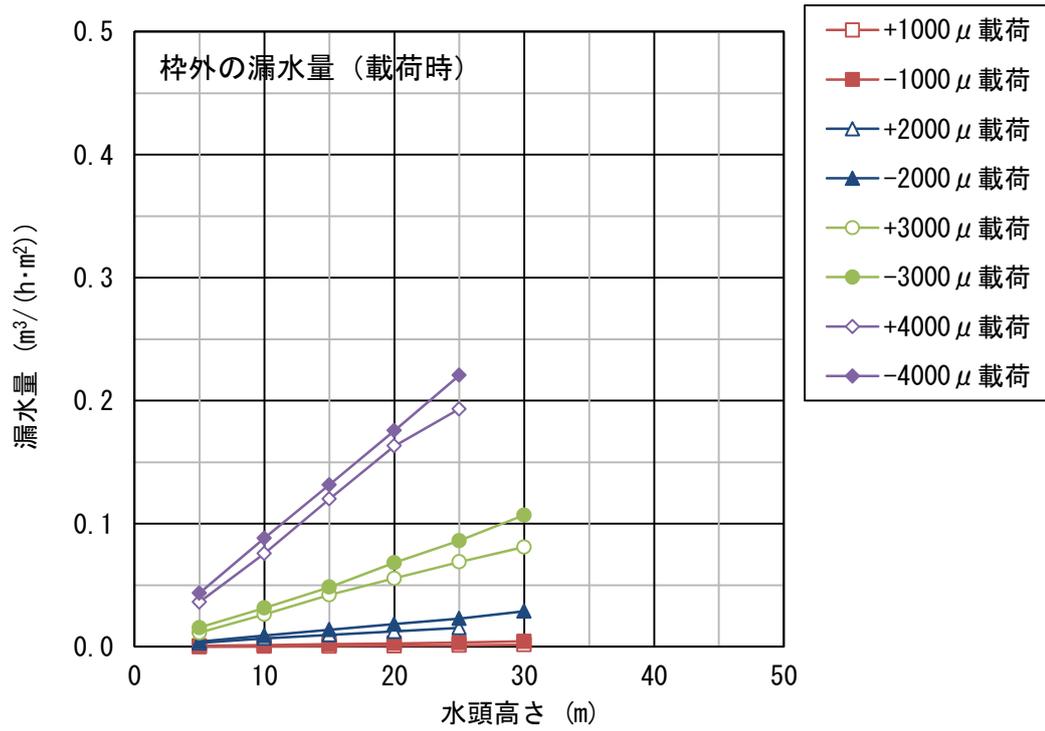
(漏水量と水頭高さの関係)



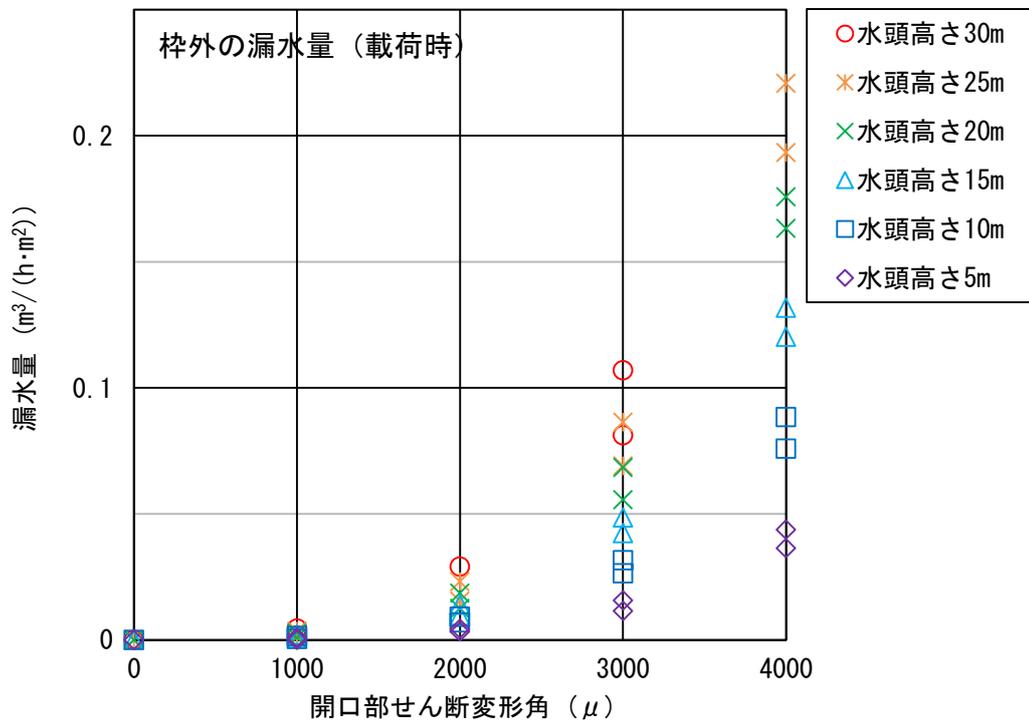
(漏水量と開口部せん断変形角の関係)

図 7. 2 载荷時における枠内の漏水量

Figure 7. 2 Leakage in Inside of Frame with Loading



(漏水量と水頭高さの関係)



(漏水量と開口部せん断変形角の関係)

図 7. 3 载荷時における枠外の漏水量

Figure 7. 3 Leakage in Outside of Frame with Loading

7. 1. 2 除荷時の漏水量

図 7. 4 に除荷時における枠内の漏水量と水頭高さ及びせん断変形角の関係を示す。

枠内の漏水量は、横軸を水頭高さとした場合は水頭高さが 10m を超える領域で急激に増大した。全体的に右上がりの分布であり相関性は見られるが、ある水圧では直前の低い水圧よりも漏水量が小さい等、漏水量と水頭高さに関して一定の傾向を見出すことが難しい。一方、横軸をせん断変形角とした場合は明確な相関性はみられなかった。

図 7. 5 に除荷時における枠外の漏水量と水頭高さ及びせん断変形角の関係を示す。

枠外の漏水量は水頭高さ 50m まで極めて低い値であった。これは除荷により壁に生じたひび割れや、壁とグラウト間の隙間が閉じたためと推察される。

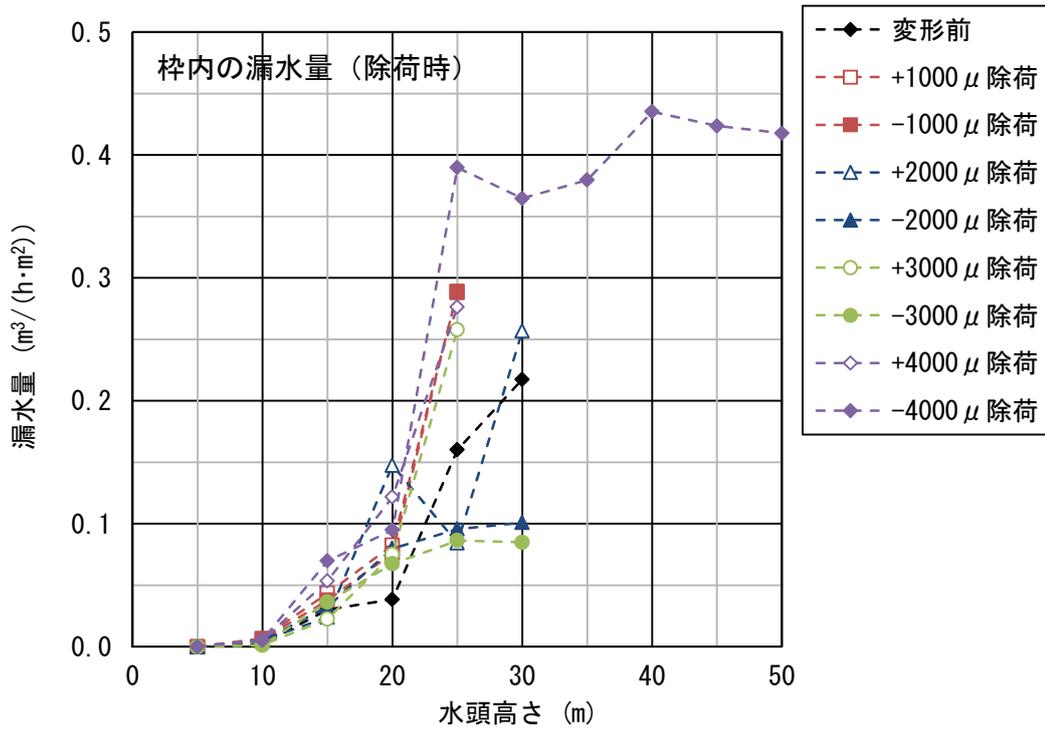
以上より、除荷時における漏水量は枠内（水密扉のパッキン）からの漏水量に概ね等しく、その値は扉が経験した変形との相関性は低いと推察される。表 7. 6 に除荷時における水頭高さ及びせん断変形の漏水量に対する相関性についてまとめる。

また、本試験に用いた水密扉の性能（水頭高さ 10m において漏水量が $0.02 \text{ m}^3/(\text{h}\cdot\text{m}^2)$ 以下）は、原子力建屋の耐震壁の一般的な設計範囲（せん断変形 $\pm 2000 \mu$ 以内）において満足することを確認した。

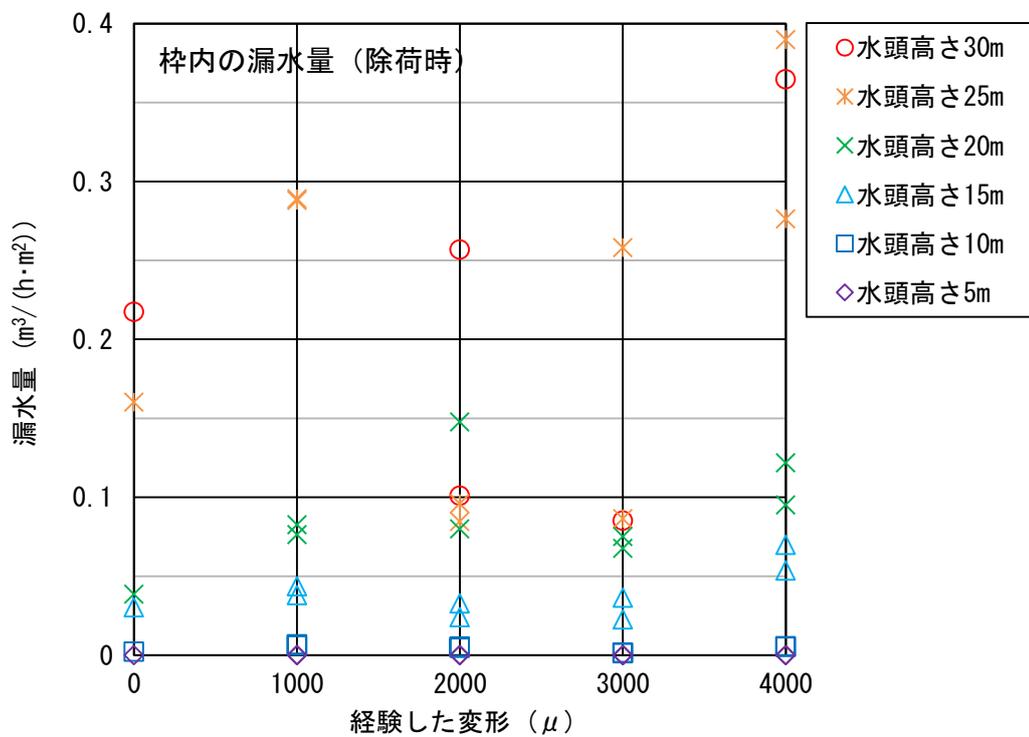
表 7. 6 水頭高さ及びせん断変形の漏水量に対する相関性（除荷時）

Table 7. 6 Relationship between Leakage and Head Height, Shear Deformation without Loading

	枠内	枠外
水頭高さ	相関性あり ばらつき大	ほぼ漏水なし
せん断変形角	相関性なし	



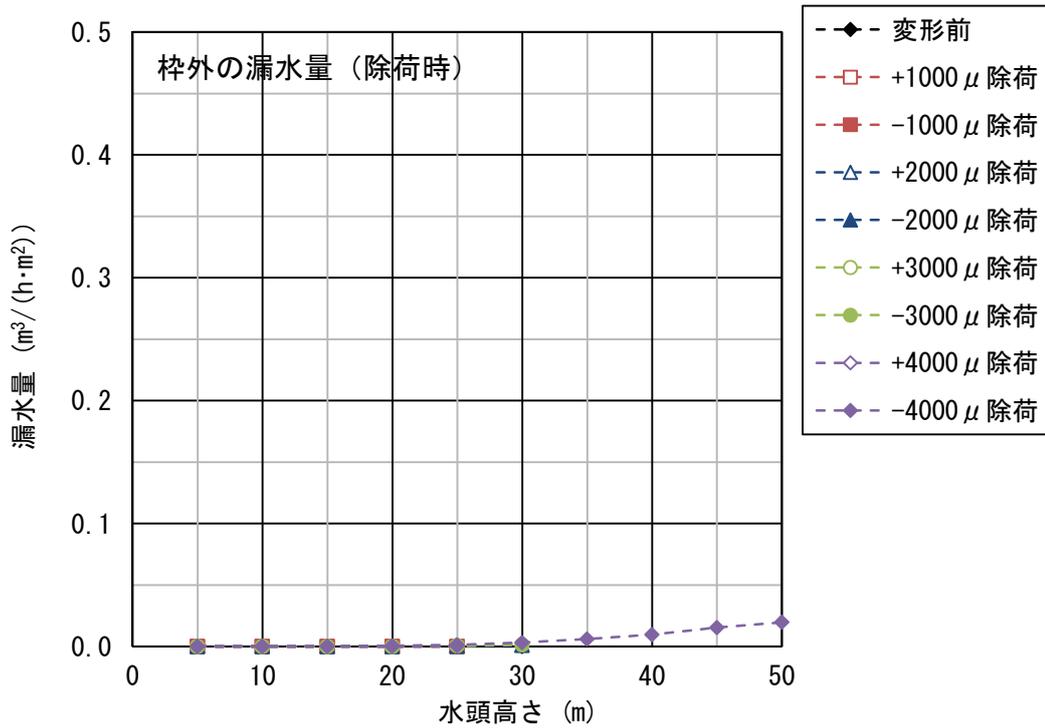
(漏水量と水頭高さの関係)



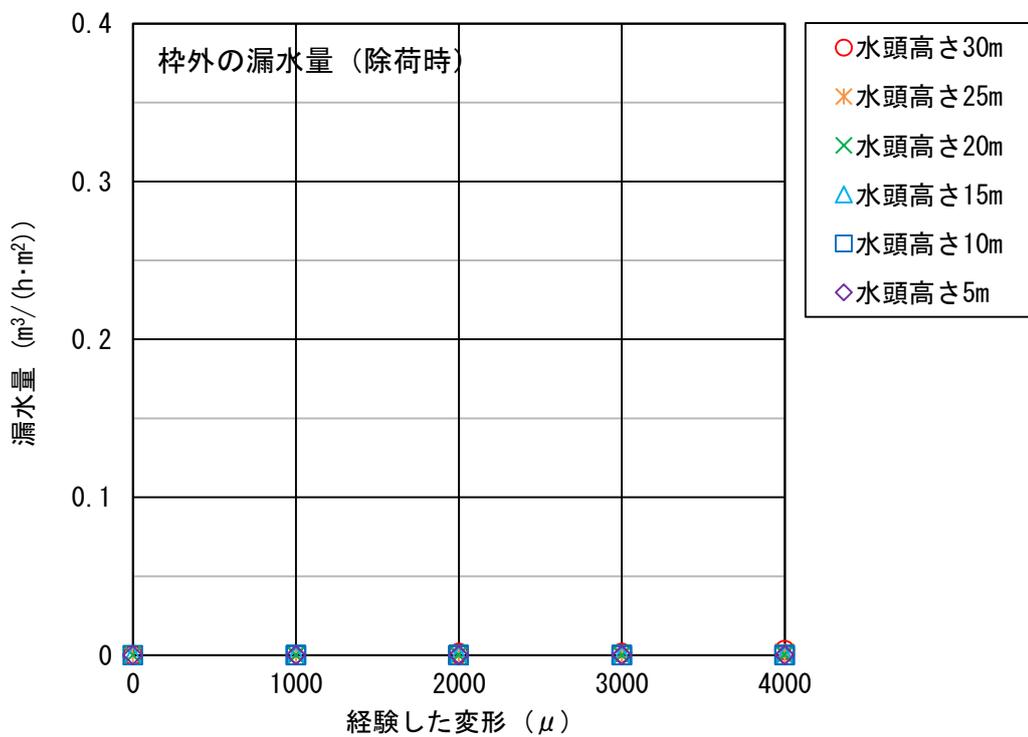
(漏水量と開口部せん断変形角の関係)

図 7. 4 除荷時における枠内の漏水量

Figure 7. 4 Leakage in Inside of Frame without Loading



(漏水量と水頭高さの関係)



(漏水量と開口部せん断変形角の関係)

図 7. 5 除荷時における枠外の漏水量

Figure 7. 5 Leakage in Outside of Frame without Loading

7. 2 3次元モデルによる機能限界試験の事後解析

本解析は3. 1. 1で述べた事前解析モデルを基に、試験時の条件により近づくように条件を変更し、試験結果との適合性を確認した。

7. 2. 1 事前解析モデルからの変更点

以下に3. 1. 1の事前解析モデルから変更した点について述べる。

(1) 要素の追加

事後解析においては、壁面に平行な扉枠板だけでなく、壁面に直交する扉枠板(PL-16)及び付随するリブ(PL-12)を追加した。また、柱中央高さにおける支持点を完全な固定点ではなく反力用架構の剛性を模擬したばねに置き換えた。図7. 6に事後解析モデルのメッシュ図を示す。

(2) 材料

材料特性値を設計用の値から試験直前に実施した材料試験結果に更新した。表7. 7及び表7. 8に事後解析に用いた材料特性値を示す。ここで、コンクリートの材料特性値は、壁・柱に関しては2バッチ分の材料試験結果の平均値(供試体3×2本)、上下スタブに関してはそれぞれの材料試験結果の平均値(供試体3×2本)を採用し、壁・柱の引張強度は参考文献3. 2に基づき圧縮強度から算定した。

また、 -4000μ 変形経過後の扉枠～コンクリート間の充填グラウトに大きな損傷が見られなかったことから、事前解析において解析変数とした、扉枠とコンクリート間の接合特性に関しては剛接合と仮定した。

(3) 載荷手順

本試験において漏水量の計測限界に達したために省略した水圧載荷ステップを事後解析の加力ステップからも削除した。

表7. 7 事後解析におけるコンクリートの材料特性値

Table 7. 7 Modified Material Properties of Concrete

部位	ポアソン比	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
壁・柱	0.2	2.98×10^4	47.7	2.16
上下スタブ		3.11×10^4	弾性材料	弾性材料

表 7. 8 事後解析における鋼材の材料特性値

Table 7. 8 Modified Material Properties of Steel

部位	ポアソン比	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏後の 剛性低下率
柱帯筋	0.3	1.92×10^5	359	0.01
壁筋 (横)		1.92×10^5	454	
壁筋 (縦)		1.93×10^5	456	
開口補強筋		1.96×10^5	437	
柱主筋		1.94×10^5	428	
扉・扉枠		2.05×10^5	235	

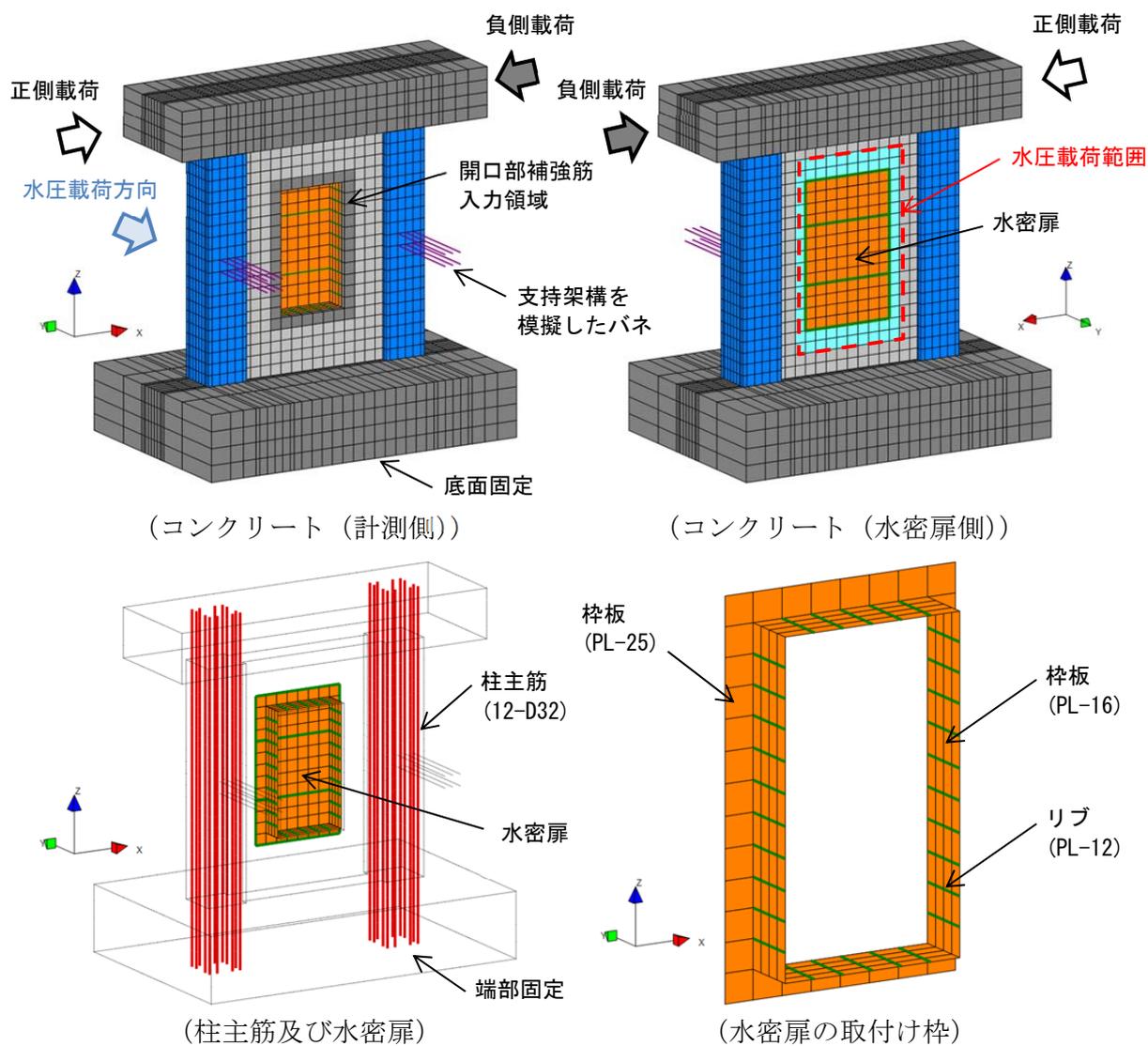


図 7. 6 事後解析モデルのメッシュ図

Figure 7. 6 Modified Mesh of Analytical Model

7. 2. 2 事後解析結果

以下に事後解析結果と試験結果の比較を示す。

(1) 荷重－変形関係

図 7. 7 に水平力 (P_h) と開口部変形角 (γ_d) の関係を示す。ここで、開口部変形角は扉枠の対角線長さの変化から計算した扉枠のせん断変形角である。開口部変形角 $\pm 1000 \mu$ のサイクルでは試験に比べて解析の剛性がやや高いが、開口部変形角 $\pm 2000 \mu$ 以降のサイクルにおいては試験と解析の荷重－変形関係は概ね一致した。

図 7. 8 に水平力 (P_h) と耐震壁部材角 (γ_w) の関係を示す。ここで、 γ_w は下部スタブ上面に対する上部スタブ底面の水平方向相対変位を壁内法高さで除した値であり、せん断変形と曲げ変形の影響を含んでいる。

耐震壁部材角 (γ_w) が、開口部変形角 (γ_d) に比べて小さい値であったのは、開口の左右両側に変形が集中したためと考えられる。このような壁全体の挙動に関しても事後解析結果は試験結果とよく整合した。

事前解析に比べて、扉取付け枠を詳細にモデル化したことで躯体から扉枠への応力伝達が精度よく再現され、試験結果との整合性が大きく向上した。一方、充填グラウト部分のせん断特性を剛接合とした仮定は、初期剛性を評価する上では過剰な仮定であるが、本試験の変形量域全体を検討する上では概ね妥当であったと考えられる。

図 7. 9 に開口部変形角 $+1000 \mu$ 時における試験体の変形を示す。ここで、変形表示倍率は 200 倍である。全体変形には曲げとせん断が含まれているが、開口部周辺の局所的な挙動としてはせん断変形が支配的であることが分かる。一方、試験体とは異なり、開口両側と上下の壁長さが大きい場合には、開口部を含む広い範囲で γ_d と同程度のせん断変形が生じると考えられる。そのような耐震壁と比較した場合、本試験の部材角の方が小さいが、開口部周辺の変形状態や損傷状態は開口の変形に対応したものであったと考えられる。

(2) コンクリートのひび割れ分布

図 7. 10 に開口部変形角 $+1000 \mu$ 時における解析と試験のひび割れ状況の比較を示す。解析で得られた主要なひび割れ領域（赤破線で示す領域）は、開口左上と右下の隅角部と壁の左側脚部近傍であり、試験にて観察したひび割れの発生位置と概ね一致した。

図 7. 11 に開口部変形角 $+4000 \mu$ 時における解析と試験の損傷状況の比較を示す。ここで、解析結果は最大主ひずみ度（引張主ひずみ度）分布であり、試験結果は試験後に実施したコンクリートひび割れ幅の計測結果である。試験の最大変形時において、ひび割れ幅が最も拡大したのは開口左上の入隅部であった。解析の壁部においても、最大主ひずみ度が最も大きい領域は同じ位置であった。また、壁の右上部分は最大変形時にお

いても正載荷時のひび割れが観察されなかった領域であり、解析の同部位の最大主ひずみ度はほぼ0であった。以上より、耐震壁のひび割れ発生状況は解析の最大主ひずみ度分布傾向と概ね一致した。

(3) 鉄筋のひずみ

図7.12に面内せん断力と水圧を同時に載荷したステップにおける壁縦筋のひずみを示す。計測位置は脚部と腰壁高さであり、代表して北側の鉄筋に貼付したひずみゲージの値を比較に用いる。

北側とは正方向の面内水平力載荷により曲げ引張、負方向の載荷により曲げ圧縮側となる位置であるが、負方向載荷時においても壁縦筋には引張ひずみが生じた。これは壁の斜めひび割れ（せん断変形によるひび割れ）が縦筋を横切ったためと推察される。解析の壁縦筋ひずみも試験と同様の傾向があり、両者の定性的な特徴はよく一致した。

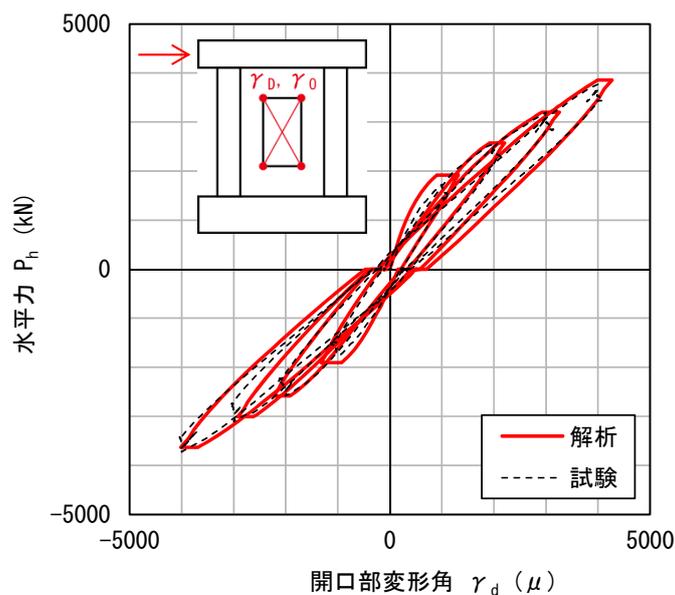


図7.7 水平力－開口部変形角関係

Figure 7.7 Relation between Horizontal Force and Deformation of Door Opening

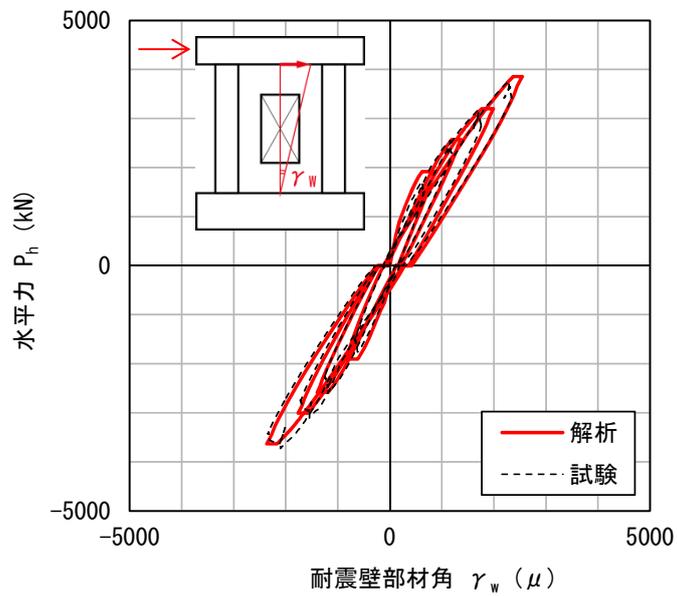


図 7. 8 水平力－耐震壁部材角関係

Figure 7. 8 Relation between Horizontal Force and Deformation of Wall

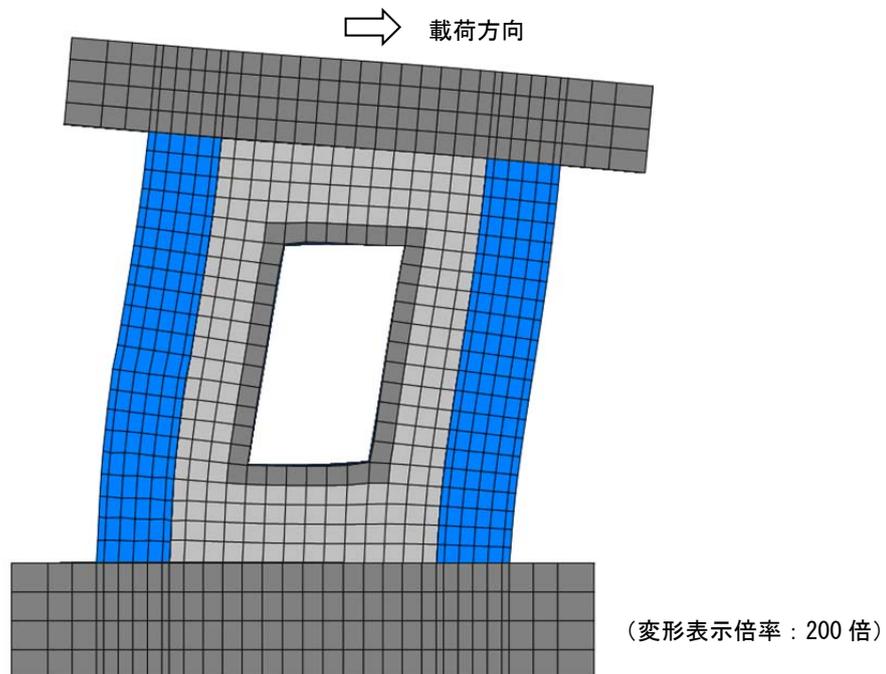
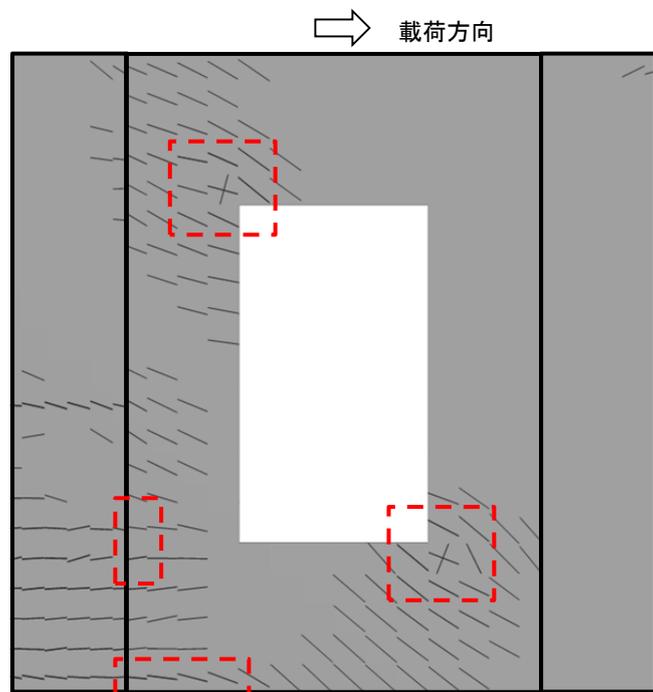
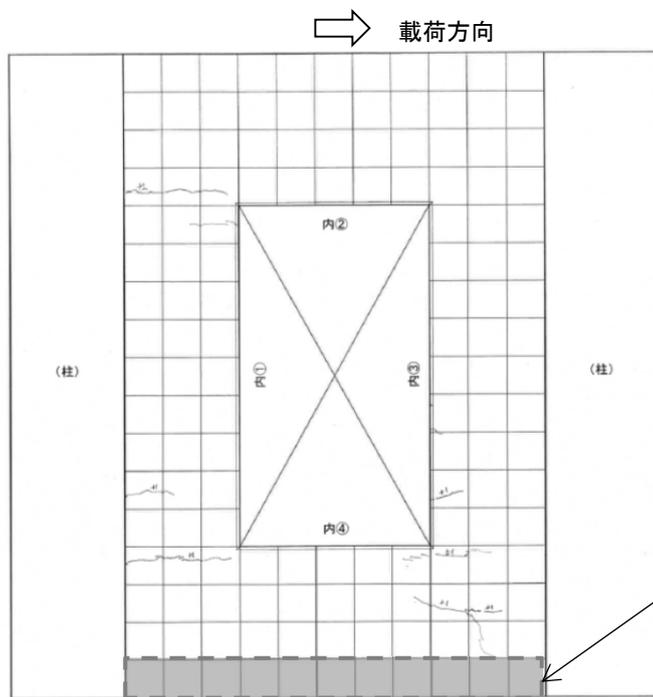


図 7. 9 開口部変形+1000 μ 時における試験体の変形

Figure 7. 9 Deformation of Specimen ($\gamma_d=+1000 \mu$)

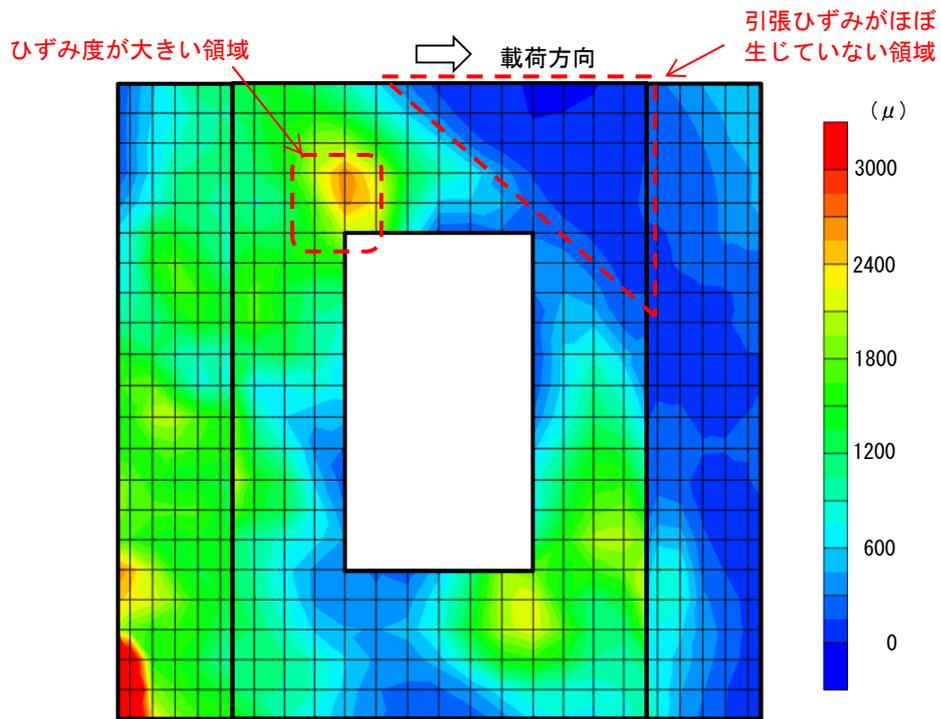


(解析結果)

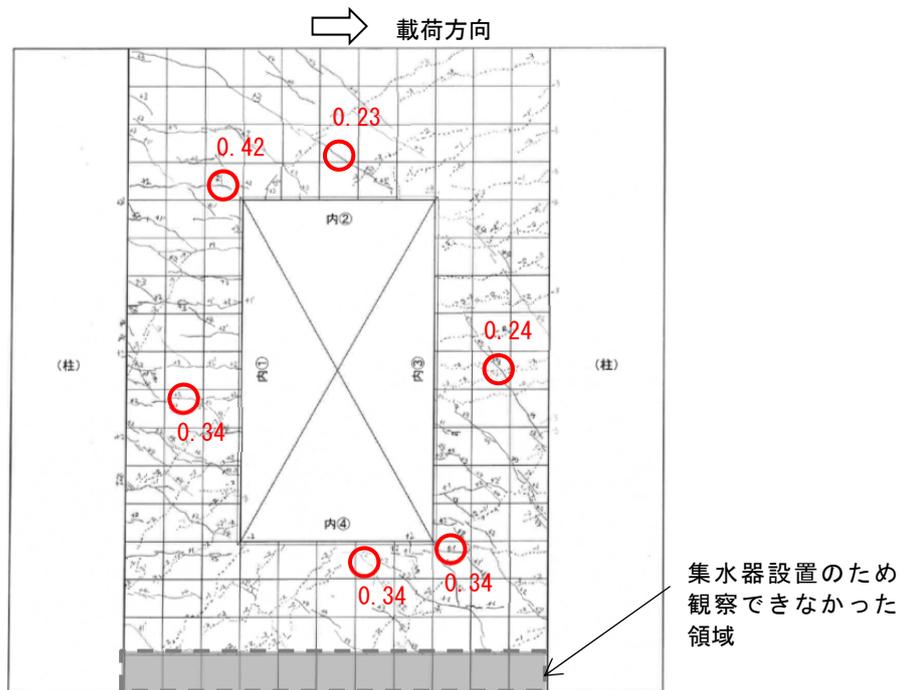


(試験結果)

図 7. 10 開口部変形+1000 μ 時におけるコンクリートのひび割れ状況の比較
 Figure 7. 10 Crack of Concrete in Analysis and Test Results ($\gamma_d=+1000 \mu$)

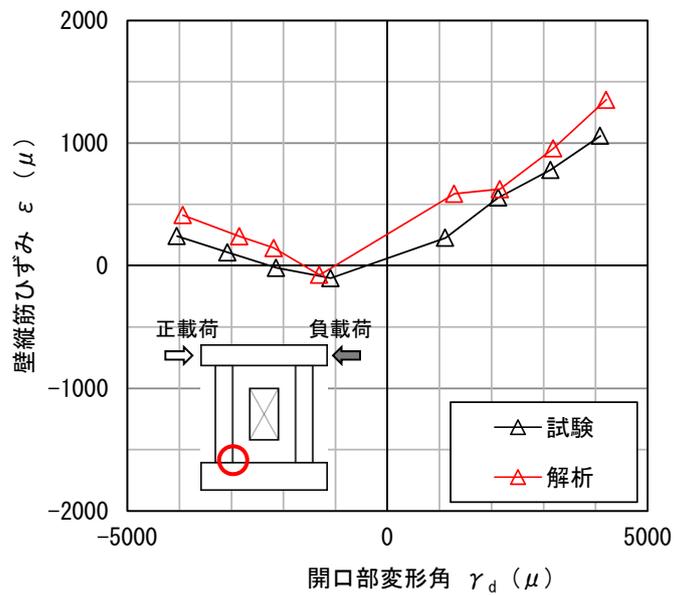


(解析結果：最大主ひずみ度分布)

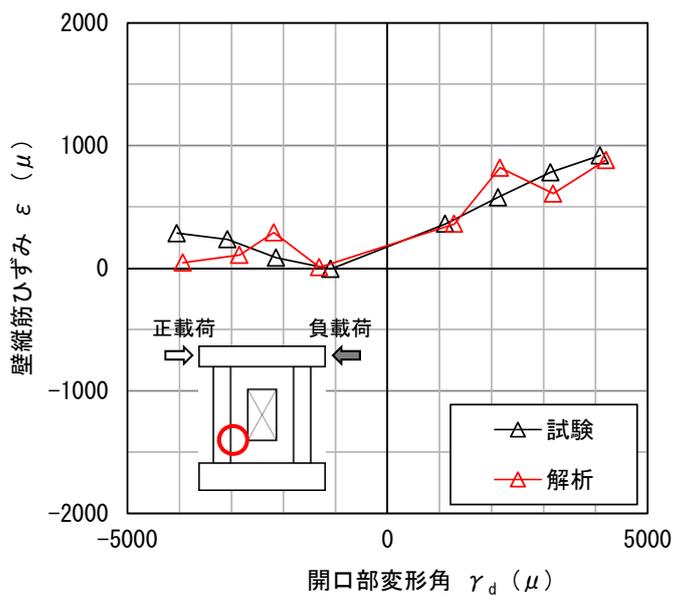


(試験結果：ひび割れ幅 (単位：mm))

図 7. 11 開口部変形+4000 μ 時におけるコンクリートの損傷状況の比較
 Figure 7. 11 Damage of Concrete in Analysis and Test Results ($\gamma_d=+4000 \mu$)



(北側壁脚部)



(北側腰壁高さ)

図 7. 12 面内水平力と水圧を受ける耐震壁の縦筋のひずみ
 Figure 7. 12 Strain of Vertical Re-bars in Wall Subjected to
 In-plane Shear Deformation and Hydraulic Pressure

7. 3 水密扉の浸水防止機能に関する評価法の検討

水密扉の浸水防止機能の評価法に関する検討につながるものとして、本試験の変数である水頭高さ及び開口部変形角について以下に考察する。

(1) 漏水量の影響因子

配管内を流れる流体の流量は式(7.1)のように表される。

$$Q = C \times A \times V \dots\dots\dots (7.1)$$

ここで、 Q は体積流量 (m^3/h)、 C は流量係数、 A は流路面積 (m^2)、 V は流速 (m/h) である。また、ベルヌーイの定理より流速と圧力には式(7.2)の関係がある。

$$V = (2 \times P / \rho)^{0.5} \dots\dots\dots (7.2)$$

ここで、 P は圧力差 (Pa)、 ρ は液体の密度 (kg/m^3) である。

さらに、式(7.3)に示すオームの法則のような捉え方を試みる。

$$I = E / R \dots\dots\dots (7.3)$$

ここで、 I は電流 (漏水量)、 E は電圧 (水圧)、 R は抵抗であり、式(7.1)における C と A を総合的に考慮した値と見なすことができる。

水頭高さは圧力 P 又は E と、開口部変形角は流路面積 A 又は抵抗 R とそれぞれ関連があると考えられる。これらの式に当てはめることは、本試験における漏水量の傾向と矛盾しないことから、試験結果について式(7.1)～式(7.3)を参照して考察する。

(2) 水頭高さ

枠内からの漏水経路は、図 7. 13 に示すように、水圧によりパッキンどうしの密着面が押し拡げられることにより形成されると考えられる。式(7.3)に沿って考えた場合、水圧 (E) が大きくなると同時に抵抗 (R) が小さくなるため、圧力に比例する以上に漏水量が大きくなったものと推察される。一方、水圧を高くするほど漏水量のばらつきが顕著となった。枠部のせん断変形履歴や人手によるパッキン交換により、各水圧载荷ステップにおいて変形による部品のゆがみやパッキンどうしの密着具合等が変化するため、水圧上昇に伴う既存漏水経路の拡大、閉塞に変化を生じ、特に高水圧下においては僅かな条件の違いが漏水量のばらつきとして敏感に表れたものと推察される。

载荷時における枠外からの漏水経路は躯体のひび割れや充填グラウトの離間面である。本試験においては、主たる漏水は壁のひび割れから生じ、グラウト界面からの漏水は開口隅角部近傍から僅かに生じたのみであった。これは充填グラウト表面に塗布したシール材の効果によるものと考えられる。図 7. 3 より、開口部変形を一定とした場合の漏水量は水圧にほぼ比例して増大していたことから、式(7.3)のように漏水量を圧力に比例するものとして評価できる可能性がある。しかしながら、水圧の増大による壁面外方向の変形により、ひび割れや充填グラウト及びシール部の離間状態に変化を生じたことも考えられるため、抵抗 R の評価法と併せて検討する必要がある。

一方、除荷時における枠外からの漏水量は、 $\pm 4000 \mu$ の変形を経験後に水頭高さ 50m 相当の水圧をかけた場合でも、本試験においては極めて小さかった。これは壁体に生じたひび割れや充填グラウトの離間が、除荷時においては概ね閉じたためと考えられる。

(3) 開口部変形角

枠内からの漏水量に関しては、載荷時においても除荷時においても開口部変形角との相関性は確認できなかった。これは $\pm 4000 \mu$ のせん断変形によるずれ量（ゴムパッキンの高さ方向芯～芯距離を 2106mm として $\pm 8.4\text{mm}$ ）に対して、ゴムパッキンの幅（20mm： $\pm 10\text{mm}$ ）が大きく、せん断変形のみによっては扉と扉枠のパッキン間の密着長さに変化を生じなかったためと推察される。

枠外からの載荷時漏水量に関しては、せん断変形の増大に対して漏水量が指数曲線状に増大した。これは、変形の増大による既存のひび割れ幅の拡大と新たなひび割れの発生によるものと推察される。

(4) その他の因子

普通強度コンクリートのひび割れ面は平滑ではなく、水が壁のひび割れ内を通過する際にはエネルギー損失があるものと推察される。この点は式(7.1)における流量係数 C や式(7.3)における抵抗 R により考慮すべき因子であり、壁厚、骨材径、コンクリートの調合等によって変化する可能性がある。また、壁の表面においてひび割れが観察された箇所も、壁の内部においては骨材が噛み合っており、壁表面のひび割れ本数、ひび割れ幅及びひび割れ長さのみで流路を推定することは難しい。従って、この点も考慮して流量係数 C や抵抗 R を設定する必要がある。

以上より、水頭高さ、開口部変形角ともに漏水量を評価する上で相関性が高い因子であると考えられる。また、その他の影響因子の可能性についても考察した。ただし、いずれの因子も材料や施工方法のばらつきの影響を受けるものであり、定量的な評価法を構築するためには試験データのさらなる蓄積が必要である。

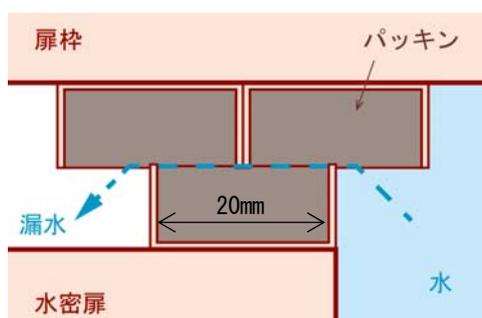


図 7. 13 パッキンからの漏水経路

Figure 7. 13 Leakage Path at Packing Face

8. まとめ

原子力施設に用いられる実機仕様の標準的な片開き水密扉を中央に設置した、有開口 RC 造耐震壁試験体に、面内せん断力及び水圧を水密扉とその周辺に載荷し、水密扉とその周辺 RC 部分の水密性能を調べる実物大試験を実施した。

RC 壁試験体は、水密扉の枠部において 4000μ のせん断変形を生じさせた状態で水密性能試験を行うことを念頭に、有限要素解析を利用して設計し、水密扉は設計水頭圧 10m における許容漏水量を $0.02\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2$ 以下とする仕様を満足する水密扉を選定した。

試験は開口部せん断変形 $\pm 4000\mu$ 、最大水圧 0.5MPa（水頭圧 50m）までの加力を段階的に行い、各段階において扉枠内及び枠外からの漏水量をそれぞれ計測した。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 枠内からの漏水量は、水頭圧とは相関性があったが、開口部変形とは相関性が見出せなかった。
- (2) せん断力載荷時における枠外からの漏水量は、水頭圧及び開口部変形のいずれとも相関性があった。
- (3) せん断力除荷時における枠外からの漏水量は、枠内からの漏水量に比して極めて小さかった。
- (4) 枠内及び枠外からの合計漏水量は、原子力建屋の耐震壁の S_s 地震動許容限界である 2000μ の変形を与えた状態で、水頭圧 10m に対して許容漏水量 $0.02\text{m}^3/\text{h}\cdot\text{m}^2$ を下回った。

さらに、水密扉の各部を詳細にモデル化した 3 次元有限要素解析により、面内せん断力と面外方向の水圧載荷を受ける有開口扉付き RC 壁の挙動を精度よく表せることを確認した。

参考文献

- 参 3. 1 Kazuhiro NAGANUMA, Kenji YONEZAWA, Osamu KURIMOTO, Hiroaki ETO, SIMULATION OF NONLINEAR DYNAMIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE SCALED MODEL USING THREE-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT METHOD, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B. C. , Canada, Paper No. 586, 2004.8
- 参 3. 2 (一社) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, p.15, (一社) 日本建築学会, 1999.8
- 参 3. 3 Niels Saabye Ottosen, A FAILURE CRITERION FOR CONCRETE, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, EM4, pp.527-535, 1977.8
- 参 3. 4 Helmut B. Kupfer, Kurt H. Gerstle, BEHAVIOR OF CONCRETE UNDER BIAXIAL STRESSES, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, EM4, pp.853-866, 1973.8