3.3 基本設計に関する技術評価

3.3.1 一　般

中国北京勘測設計院において、発電所等土木構造物の基本設計がなされている。

図－Ⅱ.3.3-1～図－Ⅱ.3.3-4 に主要構造物の基本設計図を示す。

地下発電所の場合、ポンプ水車，発電機器，その他補助機器等を合理的に配置収納する必要最小限の容量を確保する為の設計のみならず、発電所等地下構造物の安定性についての検討が特に重要である。その為、岩盤地質調査結果や解析計算に基づく発電所レイアウト，断面形状，岩盤補強等の設計がなされなければならない。

一般に、地下発電所の調査から設計，施工に到る各段階の検討フローは既に図－Ⅱ.3.1-2 に示したようなものとなるが、中国側における基本設計では、これらの一連の検討をほぼ終了している。従って、本調査では中国側の調査，検討結果の評価，確認と共に、日本における地下発電所の実績を踏まえ、また新たに有限要素法解析による応力・変形解析を実施することにより、設計，施工管理に対する推奨案を提案する。

3.3.2 基本設計及び技術評価

(1) 発電所の配置設計

地下発電所の配置設計は、貯水池，水路，調圧水槽等，他の主要土木構造物の配置に依存して決定されることは当然であるが、大規模空洞となる地下発電所が安定的に、また順調に掘削できることが全体の施工工程を支配することになるため、発電所の配置設計段階において充分な検討がなされなければならない。

本計画においては、発電所位置について種々の代替案が検討されたが、本地点に分布する安山岩，礫岩の内、3.2.1 で述べたように安山岩は断層が発達し、また亀裂も多いため、現在案の通り礫岩中に発電所空洞を位置させることを決定している。また、礫岩層においても断層や亀裂の発達している領域があるが、現在案の位置は比較的断層，亀裂が発達しておらず、適切な選定であると言える。

更に、図－Ⅱ.3.2-2及び3に示したように大規模断層あるいは破砕帯である F_4，F_{12}，f_2 等の影響を極力避けることを配慮すると、現在案の発電所位置はそれほど選択の余地はないものと考えられ、この面からも現在案は妥当であると言える。

一方、発電所の方向については、断層，破砕帯，亀裂等の走向や傾斜，地山主応力の方向を考慮して決定される。これら調査結果については3.2.3で述べた通りであるが、図示したものを図－Ⅱ.3.3-5に示す。本地点の特徴の1つとして、ほぼ水平の主応力が大きく、その方向は北東あるいは北西にあることが上げられる。一般に大規模地下空洞の方向は、岩盤の水平方向応力が大きい場合にはその方向に空洞長軸を合わせると、掘削時の周辺岩盤の変形の面で有利であるといわれている。しかし、本地点では第1，第2主応力ともほぼ水平で、且つ比較的大きいことから、発電所建屋中心をその中間方向に設定するのが妥当であると考えられる。また、発電所位置に分布する小規模断層がほぼ南北方向に近い走向であることから、上述の発電所建屋中心の方向は断層と直交することになり、空洞安定性の面で有利である。従って、現在案の発電所方向は、妥当であると結論できる。しかし、卓越する亀裂面の走向，傾斜との関係から考察すると、水圧管路側の発電所側壁面に対し亀裂面が流れ目となるため、滑り破壊による不安定現象に留意する必要がある。

(2) 断面形状

地下発電所大規模地下空洞の断面形状は、地質条件，岩盤の強度，変形特性，経済性等を考慮して決定される。日本を含め世界各国におけるこれまでの地下発電所の実績を考慮すると、その断面形状は図－Ⅱ.3.3-6に示す通り、「きのこ型」，「かまぼこ型」，「卵型」に分類される。「きのこ型」は最も実績のある形状であり、広い地質条件に対応して建設することが可能であると同時に、断面形状を必要最小限としている点で、経済的である。「卵型」は、力学的に極めて合理的な断面で、岩盤の補強設計等に断面の有利性を加味することにより経済性の向上を図ることが可能となるものの、空洞容量が大きく、「きのこ型」と比較すると、やや経済性に劣ると考えられている。この欠点を補うものとして「かまぼこ型」が採用されることが多いが、日本では地質条件が良く、岩盤が極めて堅硬である場合か、比較的小規模空洞の場合にのみ、この断面形状が採用されている。中国国内における大規模地下発電所の実績では、魯布革地下発電所及び建設中のものとして広州地下発電所がある。これらの地点の地質，岩盤条件は極めて良好であると推察される。これら2例の地下発電所の断面形状は「かまぼこ型」

となっており、また、吹き付けコンクリートをもって仕上がり面としている。本十三陵地下発電所でもほぼ同じ思想で設計されている。現時点での設計断面は図－Ⅱ.3.3-2に示した通りである。

「かまぼこ型」の断面を採用する場合の設計，施工上の留意点は以下の通りであり、本計画の今後の詳細設計，工事中の施工管理に配慮が必要である。

① 断層，亀裂の発達していない堅硬な岩盤であること。

② 地下水位が低く、大きな外水圧が作用しないこと。

③ 岩盤の緩み領域が比較的小さく、ロックボルトあるいはＰＣ鋼線等による岩盤補強が可能であること。

④ 掘削よる岩盤応力の解放により過大な変形が生じないこと。変形が大きい場合には、吹き付けコンクリートに大きなクラックの入る可能性がある。

⑤ 高品質の吹き付けコンクリートの配合と、施工が可能であること。また、吹き付けコンクリートには少なくとも２層以上の金鋼あるいは鉄筋を入れる必要がある。

本計画地点の地質条件，岩盤条件については、前項で述べた通りであり、基本的には現基本設計案の断面形状を否定するものではないが、発電所位置，深度での地質，岩盤条件，地山応力状態が明確ではないため、これら条件が明確になった時点で新たに詳細設計について再検討を実施すべきである。なお、次項で有限要素法による応力，変形解析を実施し、その安定性について評価するが、仮に地質，岩盤条件が好ましくなく、また力学的にも大きな問題があると予想される場合には、図－Ⅱ.3.3-6に示すような「きのこ型」を採用し、アーチコンクリート及び側壁コンクリートによる充分な岩盤保護を考慮する必要があると考えられる。

(3) クレーン支持コンクリート桁

基本設計では、発電所クレーンレール支持コンクリート桁は図－Ⅱ.3.4-2に示す通りPC鋼線を用いた支持方式が採用されている。この方式が成立するためには、地下空洞周辺岩盤が等質堅固かつ亀裂が少ないことが必要となるが、このような岩盤が広く分布するヨーロッパでは相当数の施工実績を有している(Water Power & Dam Construction April 1990)。

一方、日本においては一般に当方式が成立するような条件の岩盤が望めないため、クレーンレール支持コンクリート桁は、コンクリート柱または壁により支持する工法が採用されている。

本項では、当地点の岩盤条件およびクレーン荷重条件のもとでPC鋼線による支持工法の選定の妥当性について検討する。

（a）検討条件

中国側資料より荷重条件等は以下の通りである。

（i）クレーン荷重

垂直方向荷重：V＝38.6t/m

水平方向荷重：H＝2.1t/m

（ii）PC鋼線耐荷力

40t/本の耐荷力を有するPC鋼線を1.5mピッチで設置する。故に単位長さ当りの耐荷力（T）はT＝40t/1.5m＝26.6t/mとなる。

（b）検討方針

PC鋼線によるコンクリート桁支持機構は下記のように考えられる。

① 上載荷重によるコンクリート桁の回転はPC鋼線の緊張力で支持する。

② 上載荷重によるコンクリート桁の滑動は岩盤とコンクリートの剪断抵抗力で支持する。

上記①、②の安定性は、コンクリート桁周辺岩盤が健全な場合は無論であるが、緩みが発生した場合についても確認する必要がある。

そこで、これらの事項について検討を行った。

（c）検討結果

（i）コンクリート桁の回転に対しては、PC鋼線が十分な耐久性を有している限り、ほぼ安定を確保できると思われる。

（ii）コンクリート桁の滑動に対しては、岩盤とコンクリートの摩擦係数（tan ϕ）及び、粘着力（C）の設定が、その結果に大きく影響する。これらの値についてtanϕ＝0.5（一般に言われている岩盤とコンクリートの摩擦係数）及びC＝7.0kgf/cm²（コンクリートの付着強度）と仮定すると、滑動に対しても安定であると評価できる。

（iii）3.2.3(5)に述べた通り、当地下発電所空洞が位置する岩盤には下記の卓越亀裂群の分布が確認されている。

・第1卓越亀裂群：水平より73°の傾斜を有する亀裂群

・第2卓越亀裂群：水平より44°の傾斜を有する亀裂群

3.4で述べるように、空洞安定解析の結果、当地下発電所空洞周辺岩盤は、上記卓越亀裂群に沿う滑り破壊の発生が充分考えられる。このような場合には、コンクリート桁の滑動に対する抵抗力は岩盤間の摩擦抵抗力のみとなり、計算の結果その安全率は1.0以下となる。

（iv）以上の検討より、現在までの調査結果及び本報告に述べる空洞安定解析結果をもとに総合的に判断すると、PC鋼線による支持工法を採用することには若干問題があると思われる。今後更に詳細な検討を行ない、ここで述べた問題点が解決されない場合には、コンクリート柱またはコンクリート壁によるクレーンの支持方法を採用することを推奨する。

(4) ドラフトゲート室

本基本設計では地下発電所及び主変圧器室と平行に、長さ116.8m×巾8.3m×高さ12.4mのドラフトゲート室を主変圧器室から23.2mの側壁間隔をもって、別空洞として設置している。ドラフトゲート室には4門の高圧スライドゲートが設置される計画となっている。ゲート断面は3.7mの矩形断面である。本形式のゲートはボンネット及びボンネットカバーを取り付け、頂部に開閉装置（電動又は油圧シリンダ式）を設置したものであり、水密性は充分確保されていると共に、コンパクトな設備である。その為、当発電所基本設計のように、主変圧器室を発電所と別空洞で設置する場合には、ドラフトゲートを本空洞内に設置して設計するのが合理的であると考えられる。

日本における実績調査によると、主変圧器を発電所内に設置する場合と別空洞に設置する場合があるが、前者では、ドラフトゲート室を別途設け、後者では、主変圧器室にドラフトゲートを内蔵して設置することが多い。電源開発株式会社の揚水発電所の実績では、主変圧器を発電所内に設置しているのが殆どであるが、新豊根発電所では、主変圧器室にドラフトゲートを設置している。

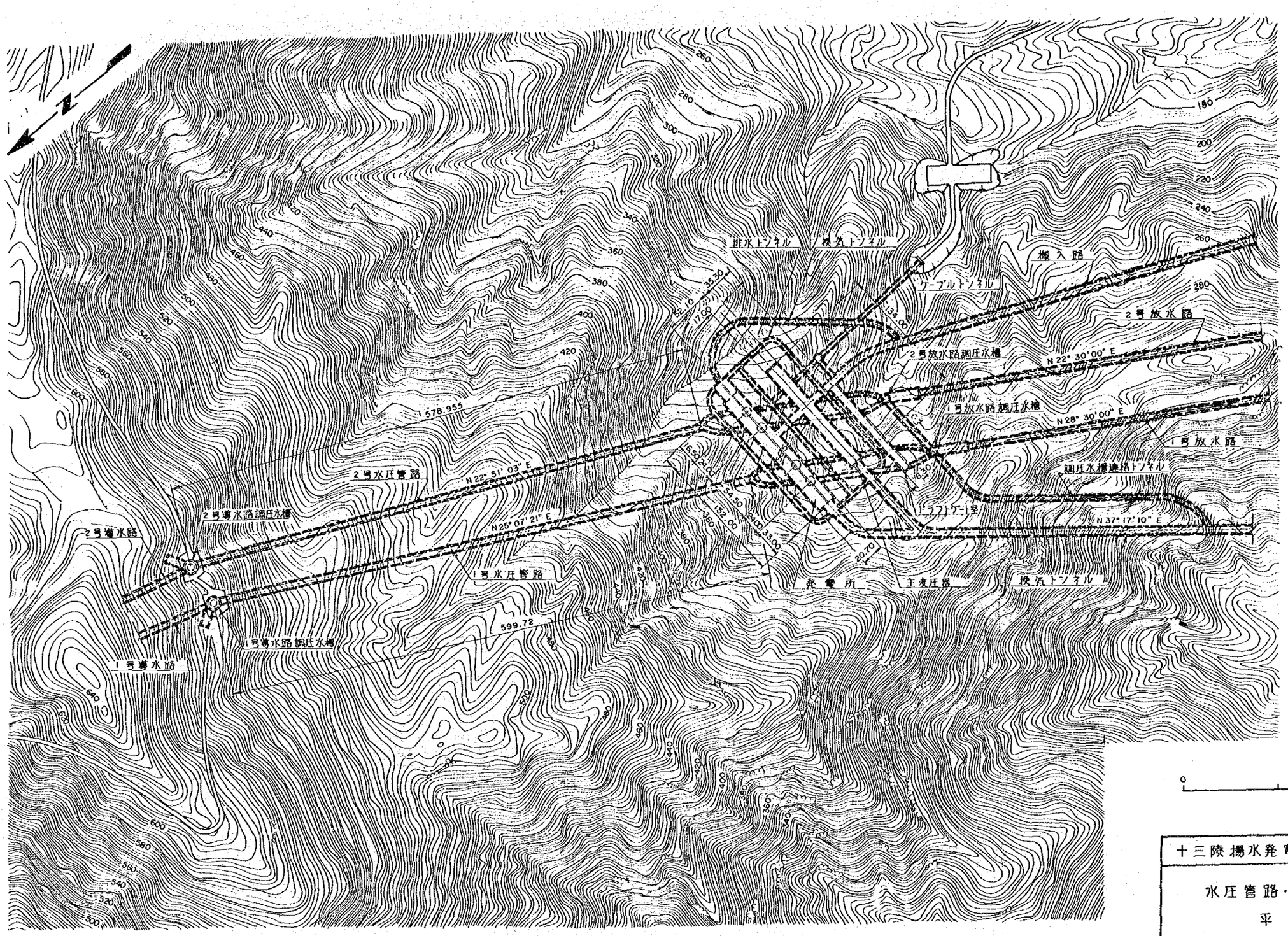
一般に、地下発電所周辺には、他の空洞やトンネルが錯綜し、工事が複雑にな

ると共に、この関連工事工程がクリティカルパスとなることが多い。本計画でも、地下空洞群の総掘削量は30.7×10⁴m³ 、コンクリートは4.26×10⁴m³ であり、非常に大きな工事数量となる。従って、これを極力少なくし、工事工程の短縮を期待するとすれば、ドラフトゲート室空洞を省略し、ドラフトゲートを主変圧器室内に設置して設計するのがより望ましいと考えられる。但し、この場合、主変圧器室空洞の長さは若干長くならざるを得ないと思われる。

(5) 排 水 工

当地下発電所のように大規模地下空洞の建設に当っては、岩盤の力学的性状はもとより、空洞周辺の地下水の賦存状況を把握し、適切な排水工を施すことが構造物を安全に建設し長期に安定を保つうえで重要である。通常、地下空洞の排水工としては、空洞周辺に排水トンネルを設け、このトンネルから水抜きボーリングを実施する方法あるいは、空洞壁面に水抜きボーリングまたは、配水管の設置を行ない覆工背面に配水網を設ける方法等が実施されている。一般に大量の湧水が予想される場合には前者の方法が、そうでない場合には後者の方法が採用されている。現在までの調査によると、地下発電所地点の地下水位は図－Ⅱ.3.2-1に示すボーリング孔18で1987年8月から1989年3月にわたって観測され、その結果EL.100m～105mに分布することが確認されている。すなわち当地点の地下水位は、発電所空洞天端より35m～40m程度の水頭を有しており、大量の湧水が発生する可能性は少ないと考えられるが、排水トンネルで充分周辺地下水を集水しておくことが空洞の掘削施工や空洞の長期安定性にとって重要であると思われる。基本設計によると、発電所空洞及び、主変圧器室空洞周囲に排水トンネルを設ける計画になっている。この排水トンネルは排水工の目的に加えて、図－Ⅱ.3.4-2に示す通り、クレーンレール支持コンクリート桁を支持するPC鋼線締付け用トンネルとしても寄与している。従って、現在案の通り、排水トンネルを設けることは妥当であると考えられ、更にこのトンネルから水抜きボーリングを実施しておくことが排水の確実性、施工性から有利と判断される。

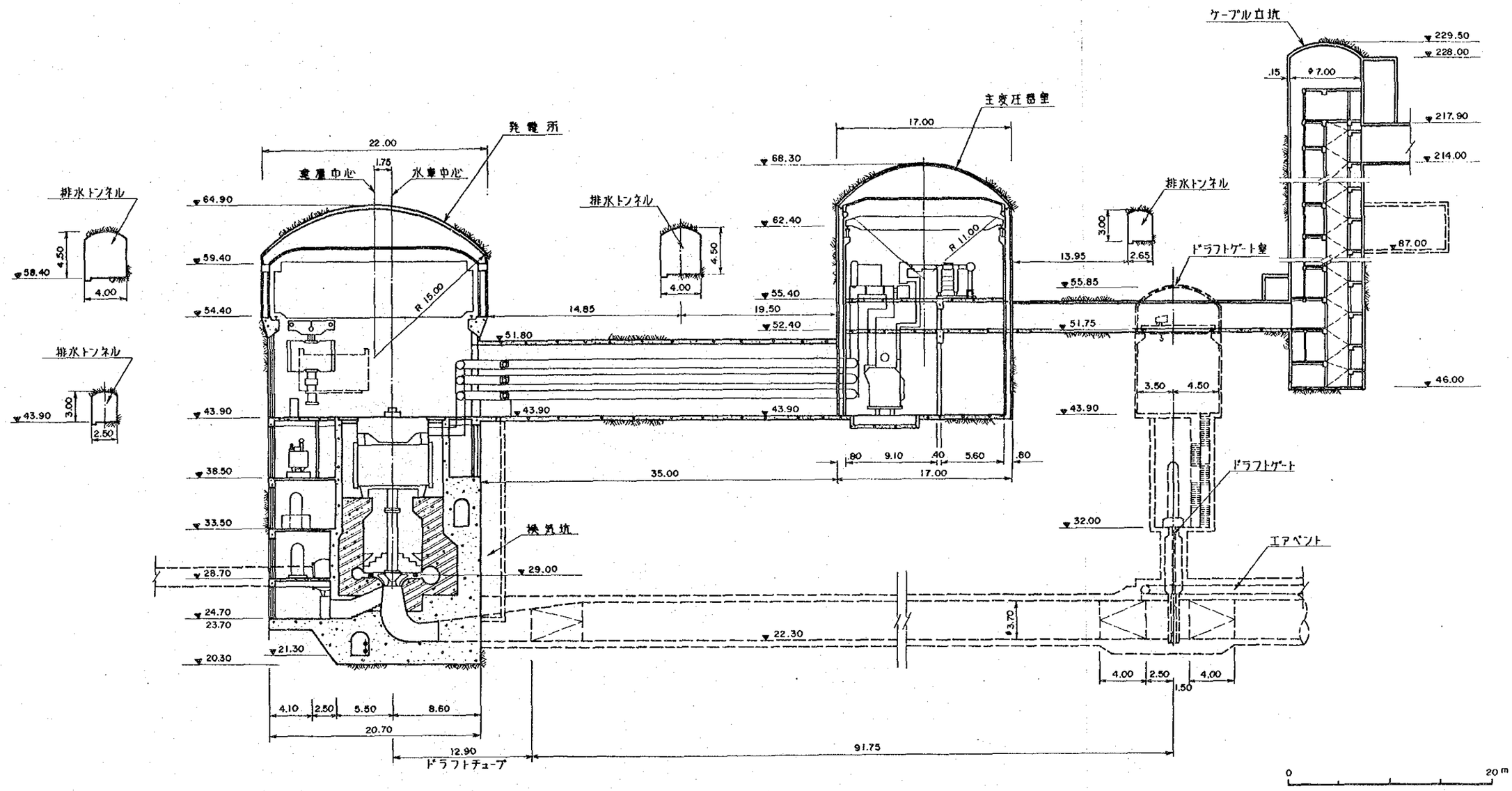
また、排水工の詳細設計に当たっては、その基礎資料を得る目的で地下発電所空洞掘削に先立って施工される換気トンネル等を利用して湧水観測を実施することを推奨する。



十三陸揚水発電開発計画

水圧管路・発電所
平面

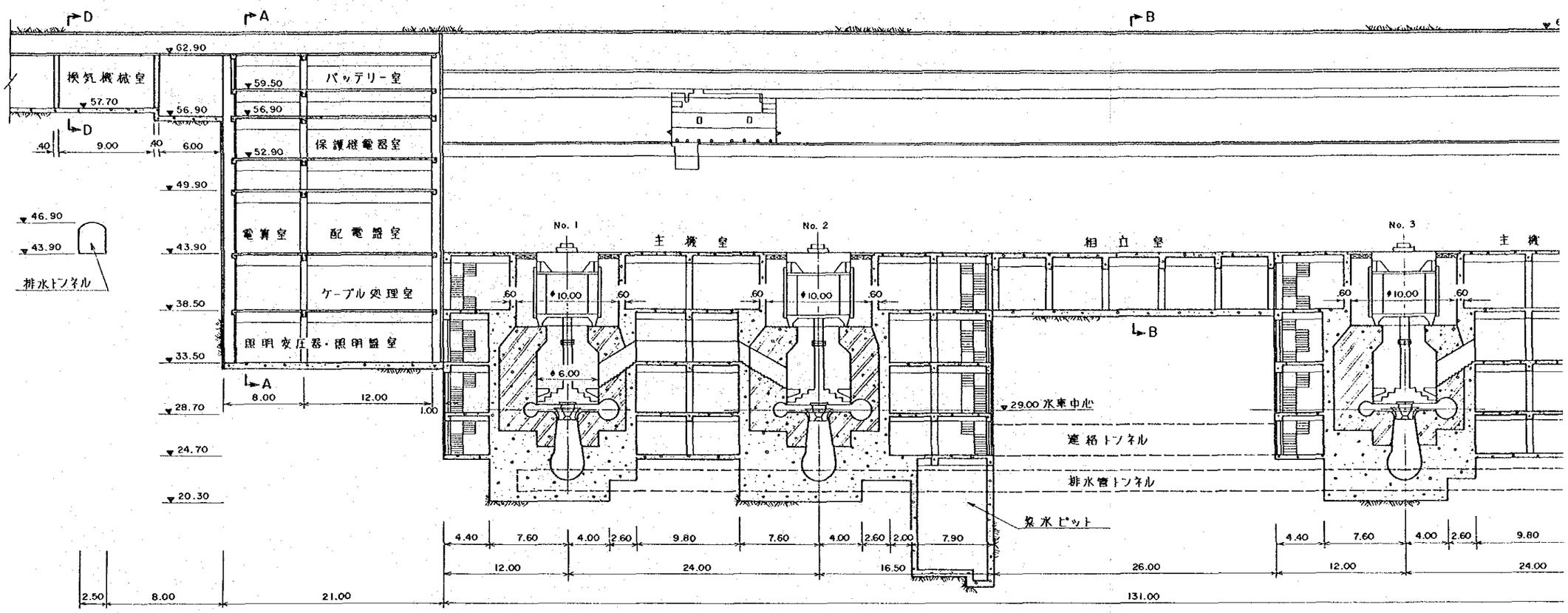
図 -II.3. 3-1 | 199 年 月 日



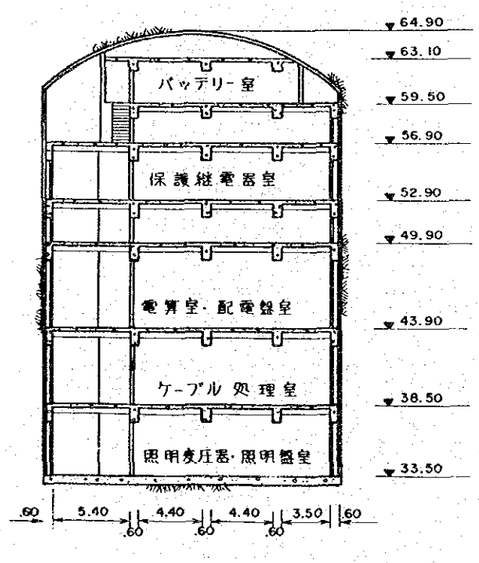
十三陵揚水発電開発計画	
発電所・主変圧器室 横断面（水車中心）	
図－II.3. 3－2	199 年 月 日

本文

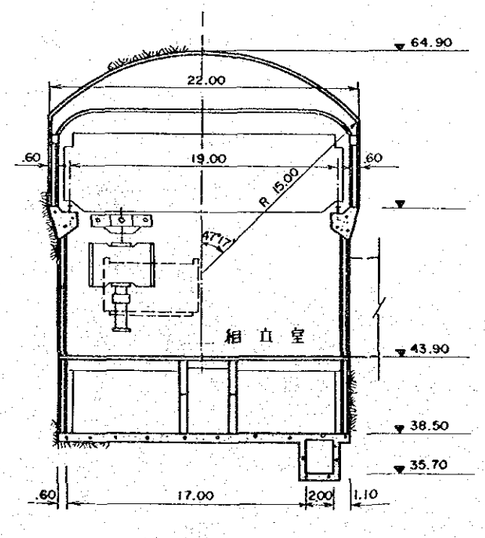
縦断面



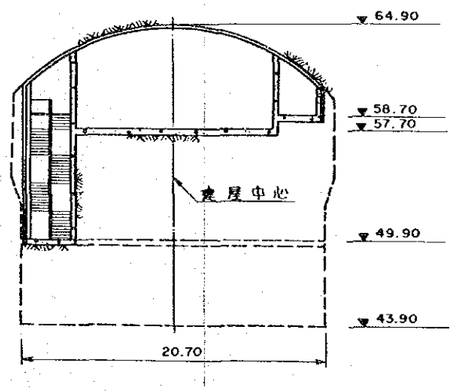
A－A 断面



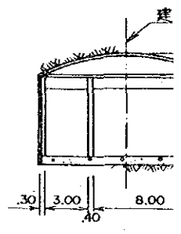
B－B 断面



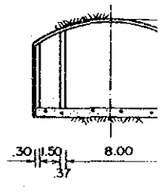
C－C 断面

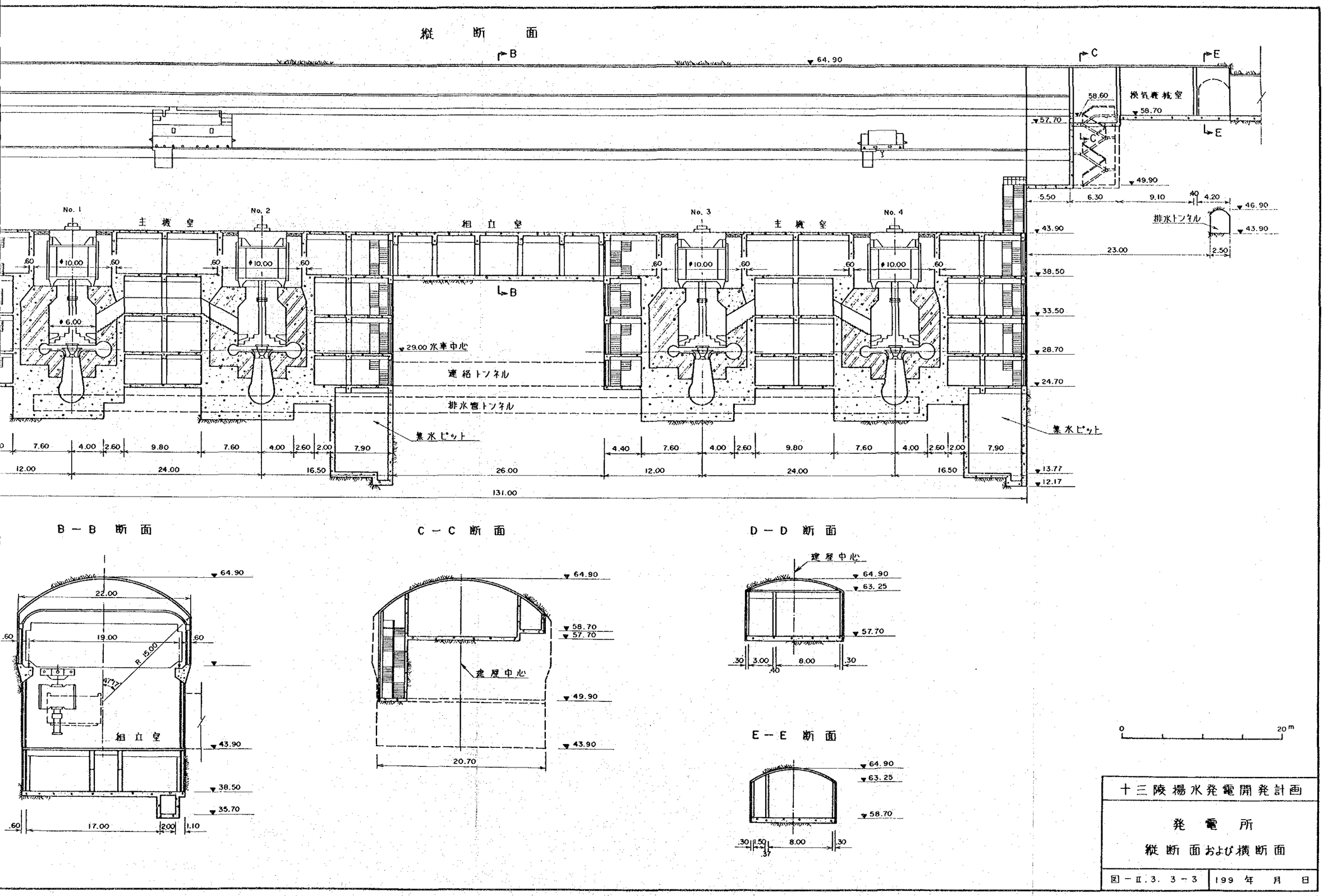


D－D 断



E－E 断



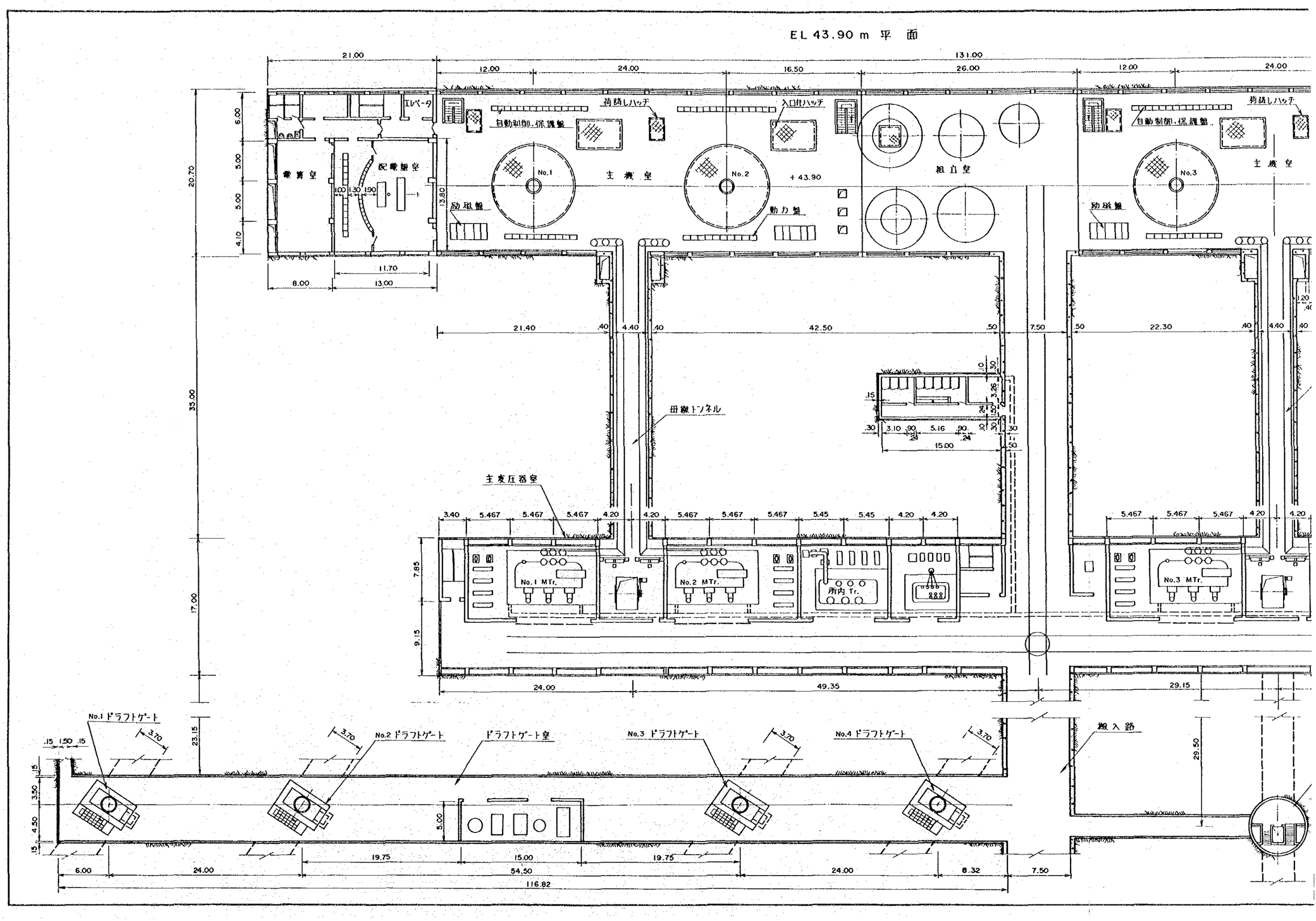


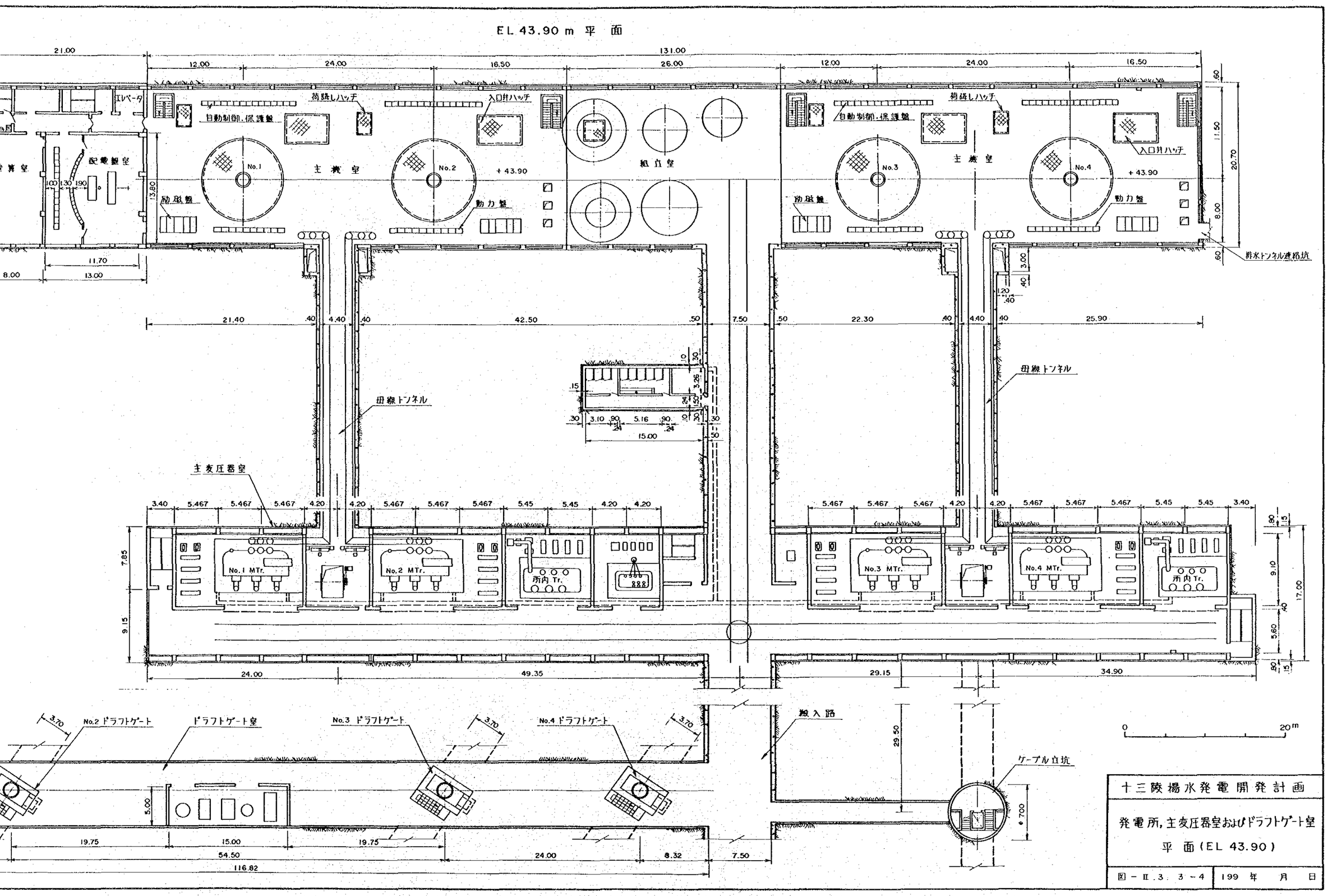
十三陵揚水発電開発計画

発電所

縦断面および横断面

図－II.3.3－3 | 199 年 月 日


EL 43.90 m 平 面
電算室
配電盤室
エレベータ
自動制御・保護盤
荷降しハッチ
入口付ハッチ
主機室
No.1
No.2
No.3
+43.90
組立室
励磁盤
動力盤
冊線トンネル
主変圧器室
No.1 MTr.
No.2 MTr.
No.3 MTr.
所内 Tr.
No.1 ドラフトゲート
No.2 ドラフトゲート
ドラフトゲート室
No.3 ドラフトゲート
No.4 ドラフトゲート
搬入路
131.00
116.82


EL 43.90 m 平 面
エレベータ
配電盤室
荷降しハッチ
入口升ハッチ
自動制御・保護盤
主 機 室
No.1
No.2
No.3
No.4
+ 43.90
組立室
励磁盤
動力盤
排水トンネル連絡坑
母線トンネル
主変圧器室
No.1 MTr.
No.2 MTr.
No.3 MTr.
No.4 MTr.
所内 Tr.
No.2 ドラフトゲート
ドラフトゲート室
No.3 ドラフトゲート
No.4 ドラフトゲート
搬入路
ケーブル立坑
0
20m
十三陵揚水発電開発計画
発電所，主変圧器室およびドラフトゲート室
平 面（EL 43.90）
図－II.3.3－4
199 年 月 日

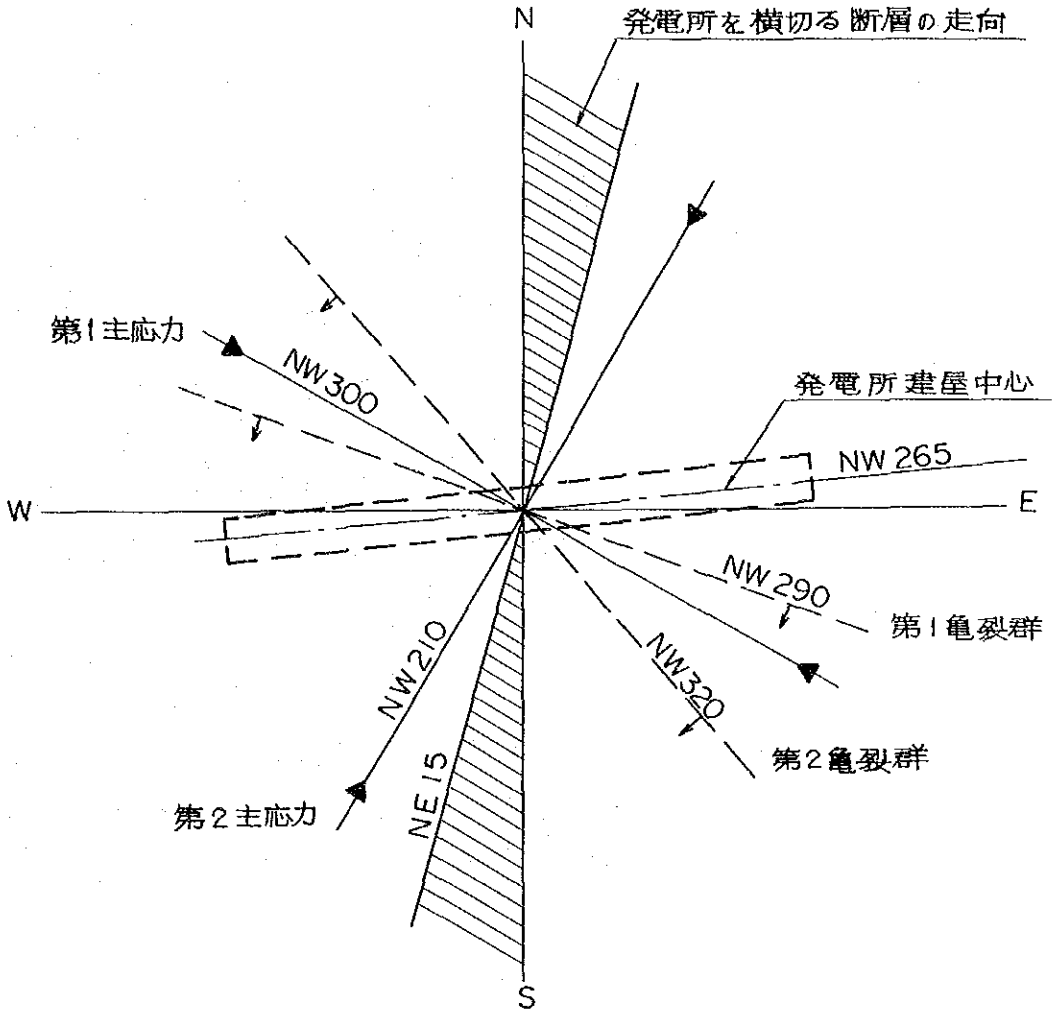
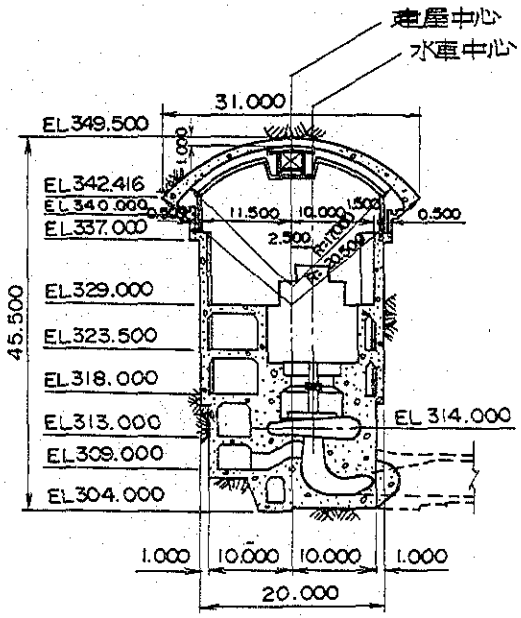


図-II.3.3-5　断層,地山応力,亀裂方向と発電所建屋中心との関係

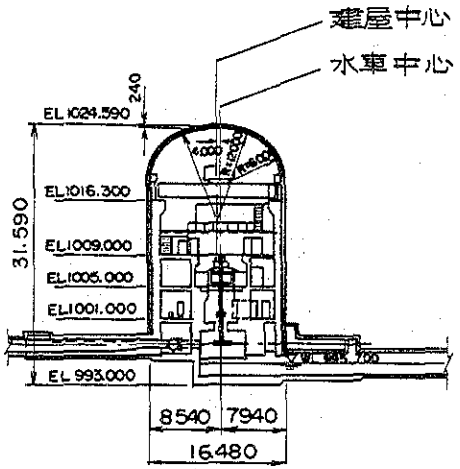
(a) きのこ型の例

(下郷発電所, 電源開発)



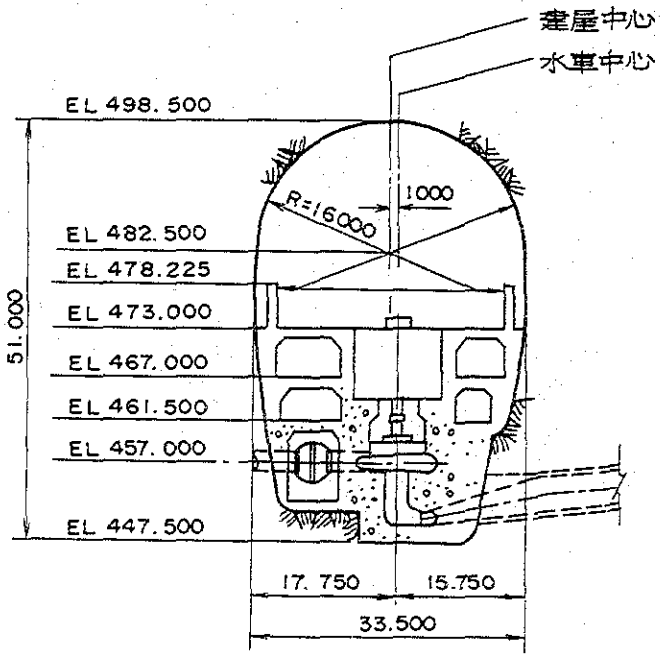
(b) かまぼこ型の例

(伊奈川第2発電所, 関西電力)



(c) 卵型の例

(今市発電所, 東京電力)



0 10m 20m

図-II.3.3-6 地下発電所の断面形状

3.4　有限要素法による空洞の安定性評価

3.4.1　一　　般

前項までに述べた通り、中国北京勘測設計院において、発電所等土木構造物の基本設計がなされている。その結果、本計画における地下発電所は長さ152m×幅20.7m×高さ44.6m，主変圧器室は長さ134m×幅17m×高さ24.8m，またドラフトゲート室は長さ116.8m×幅8.3m×高さ12.4mであり、それぞれ平行にレイアウトされている。各空洞間の離間距離は地下発電所と主変圧器室が35m，主変圧器室とドラフトゲート室が23.2mとなっている。

また岩盤の補強は主としてロックボルトと全断面吹き付けコンクリート工法により計画されている。これらの基本設計を基に、同じく中国北京勘測設計院において有限要素法による空洞の安定解析が実施され、その結果本計画の地下空洞群は充分な安定性を有していると評価されている。

本項においては、上記基本設計に従い電源開発株式会社が開発し、豊富な使用実績を有する解析プログラムにより有限要素法解析を実施し、中国側の既解析結果と合わせて本計画の地下空洞安定性評価を行う。

3.4.2　中国側で実施された空洞解析結果の概要

中国側で既に実施されている空洞解析結果の概要を以下に示す。

(1)　解 析 方 法

解析にあたっては、西安鉱業学院劉懐恒助教援により開発された有限要素法解析プログラム（ＮＣＡＰ－１）により実施されている。この中で緩み領域の判定は下記のDrucker Pragen則を用いてＦ＝０（破壊条件）となった領域を緩み領域と判定している。

$$F=\beta I_1+J_2^{1/2}-K \quad \cdots\cdots (1)$$

ここでβ，Ｋ：岩盤の内部摩擦角および基準剪断強度の関数

I_1　：応力の１次不変量

J_2　：応力の２次不変量

(2) 解析対象断面

解析対象断面は、当地点に分布する断層の内、最大規模の断層であるF_4断層（断層幅4.0m）が空洞安定に大きく影響するとして、このF_4断層が地下発電所空洞に最も近接する発電所西端断面を選定している。選定された解析対象断面を図－Ⅱ.3.4-1に示す。解析領域は地下発電所空洞および主変圧器室空洞を中心にして幅330m×高さ300mとし、下端および左端ローラ支持境界としている。また上端には深度に相当する自重γ・Hを、右端にはγ・Hに側圧係数λを乗じた水平荷重λ・γ・Hを載荷している。

(3) 解析条件

解析は、変形係数，強度定数等の岩盤物性値，側圧係数および岩盤補強方式をパラメータとして表－Ⅱ.3.4-1に示す6ケースの条件を設定して実施されている。表－Ⅱ.3.4-1の岩盤補強型式Aは、図－Ⅱ.3.4-2に示す通りロックボルト及び吹き付けコンクリートによる岩盤補強型式を、Bは図－Ⅱ.3.4-3に示す通り、アーチコンクリート及び側壁コンクリート型式を示している。また岩盤物性値については表－Ⅱ.3.4-2に示す。すなわち表－Ⅱ.3.4-1に示したⅠ，Ⅱは礫岩についての物性値を表－Ⅱ.3.4-2に示すように2種類設定したものである。

また掘削手順は図－Ⅱ.3.4-4に示す通り、6ケースとも地下発電所空洞，主変圧器室空洞とも4ステップの掘削を想定している。

(4) 解析結果及び考察

上記6ケースについて解析を実施し、各掘削ステップ毎の主応力図，変位図および緩み領域図が出力されている。これらの結果を基に以下の考察が行われている。

① 側圧係数（λ）が最大変位に及ぼす影響

- 最大変位はλの値に関係なく底版垂直方向に発生している。
- アーチ部垂直変位量はλに反比例し、側壁部水平変位量はλに正比例する。

② 礫岩の物性値が最大変位に及ぼす影響

- 最大変位量は各ヶ所とも礫岩物性値Ⅰを用いた方が大きい結果となっている。

③ 岩盤補強方法の違いによる影響

- ロックボルト及び吹き付けコンクリートによる岩盤補強型式と、アーチコンクリート及び側壁コンクリートによる補強型式について発生変位，応力および緩み領域を比較すると両者に大きな差はないが、前者の補強型式の方がやや良好な結果となっている。

④ 解析結果による地下空洞の安定性についての考察

- いづれの解析ケースとも地下発電所空洞と主変圧器室空洞の緩み領域はつながっていないため、現在の空洞離間距離35mで各空洞は充分安定である。
- 応力解析結果より、空洞周辺岩盤内に生じる最大圧縮応力はσ_c＝186kgf/cm²，最大引張応力はσ_t＝10kgf/cm²となった。一方、礫岩の圧縮強度は500kgf/cm²，引張強度は15kgf/cm²であり、当空洞は充分安定である。
- 解析結果より、緩み領域は両側壁部で大きく発生し、その深度は約８m～22mである。特に解析ケース３ではその深度が最大となっている。

3.4.3 解析方法

解析は電源開発株式会社が開発し、これまで充分な使用実績を有するＦＥＭ解析プログラムＳＡＦＥ（Static Analysis by Finite Element Method）を用いた。

本解析プログラムは下郷地下発電所掘削管理システムの検討にも適用され、現地実測結果と予測解析結果が極めて良く一致し、良好な成果をおさめている。

以下ＳＡＦＥの解析手法の概要を示す。

まず解析の第１段階として各要素の弾性定数（弾性係数及びポアソン比）と掘削前の応力状態を決定する。掘削面に相当する要素節点上で初期の応力成分から次式により等価節点力を計算し符号を変えて各節点に外力節点力として作用させる。この操作により、掘削による応力解放の物理的意味を満足させることが出来る。

$$\{F\}^e = \int_V [B]^T \{\Delta\sigma\}^e \, dv \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに $\{F\}^e$ ：等価節点力

$[B]^T$ ：各要素の形状で決まる位置マトリックス（転置行列）

$\{\Delta\sigma\}^e$ ：要素内の応力成分マトリックス

以上の計算操作を各掘削段階で繰り返すことにより、掘削の進行の過程による変形、応力の変化を求めることが出来る。以上の計算、過程をフローチャートで図示したものが図－Ⅱ.3.4-5である。

同フローチャート中の緩み領域は、下記により判定する。すなわち、岩盤の緩みはその破壊により生じるが、本解析では岩盤のマスとしての剪断破壊と岩盤中に分布する卓越亀裂面方向に沿う滑り破壊を考慮する。

図－Ⅱ.3.4-6にこれらの具体的な判定方法を示す。また破壊基準としてはMohr-Coulombの破壊基準を用いる。

3.4.4 解析条件

解析条件は中国側で実施された岩盤調査結果、試験結果および解析結果を参考にして以下の通り設定した。

(1) 解析対象断面

一般に地下発電所のように軸方向に長い空洞を平面ひずみ問題として解析する場合の解析対象断面は、地形的要因（各断面の土被り厚）および地質的要因等（構成岩種およびその工学的物性値、亀裂および断層の分布状況等）を考慮して選定される。まず地形的要因についてみると当地下発電所空洞の設置場所の標高は東から西に向かって340mから300mと低くなっているが、これが空洞の安定性に大きく影響を与えるとは思われない。次に地質的要因については、3.2.2で述べた通り当地点は礫岩と石灰岩からなる比較的単純な地質構造をなしており、各断面による差異は少ないと思われる。次に断層および破砕帯についても同じく3.2.2に示した通り、その分布状況が把握されている。この内最大幅を有する断層はF_4断層であり、地下発電所空洞位置下部に西から東の傾斜をもって分布している。

これらの地形的および地質的要因を検討した結果、当地下発電所空洞の安定性に最も影響を与えるのはF_4断層の存在であると思われる。

そこで解析対象断面としては、このF_4断層が地下発電所空洞に最も近接する西端断面を選定することとした（図－Ⅱ.3.4-7参照）。

図－Ⅱ.3.4-8に上記で選定した断面の解析モデル図を示す。解析領域は境界条件の影響が充分無視できる距離として、幅については地下発電所および主変圧器室空洞幅の5倍の長さを、また下方についても地下発電所空洞幅の5倍の長さを設定し

た。また上方については地表面までモデル化した。

(2) 解析用岩盤物性値の設定

図－Ⅱ.3.4-7に示した通り当地点の地質は礫岩と石灰岩からなり、さらに数本の断層群が分布する構造となっている。これに対して3.2.3で述べた通り礫岩を中心として現位置岩盤変形試験および岩石強度試験が実施されている。これらの試験結果と中国側の解析で用いられている物性値を表－Ⅱ.3.4-3に示す。

これらの結果を基に本解析に用いる物性値を以下の通り設定する。

（a）弾性定数（変形係数，ポアソン比）について

礫岩および断層破砕帯については現位置試験によるその値が求められており、中国側の解析ではこれら試験結果を基に解析用物性値を設定している。本解析でもこれに従い中国側で設定された解析用物性値を用いるものとする。

石灰岩および礫岩，石灰岩境界層については現位置試験が実施されていないので、ここでは各々礫岩，断層破砕帯と同様の物性値を用いることとする。

（b）強度定数（内部摩擦角，基準剪断強度）について

（i）礫　岩

強度定数については室内試験のみで現位置試験は実施されていない。

中国側が解析に用いた物性値の設定根拠は不明であるが、室内試験結果等を参考にして設定されたものと思われる。しかしながら現位置試験から得られている変形係数の結果から考察すると、強度定数の設定値は低めに設定されていると考えられるため、本解析に用いる強度定数は以下に示す考察により見直すものとする。

一般に強度定数は変形係数，弾性波速度等の弾性定数と強い相関があるといわれている。表－Ⅱ.3.4-4はその一例であり、日本で一般に用いられている電力中央研究所による岩盤区分と想定される物性定数の範囲を示したものである。

当地点の礫岩の変形係数は平均値で163,000kgf/cm²，弾性波速度は4.2～5.5km/sec程度となっており、表－Ⅱ.3.4-4に従うと、岩盤等級はA～B少なくともC_H級上位に分類される。これより当礫岩の内部摩擦角，基準剪断強度は各々$\phi=55°$，$\tau_0=40$kgf/cm²程度は十分期待出来ると想定される。

以上より、本解析では礫岩の内部摩擦角としてϕ＝55°，基準剪断強度として安全側を考慮してτ_0＝20kgf/cm²とする

（ii）石 灰 岩

石灰岩については、現位置試験，室内試験とも実施されていないため、本解析では礫岩と同じ値と仮定する。

（iii）断層破砕帯及び礫岩，石灰岩境界層

断層破砕帯及び礫岩，石灰岩境界層については、現位置試験，室内試験とも実施されていない。中国側の解析で用いられている物性値は、詳細は不明であるが中国の岩盤物性指標を基に設定されている。本解析においてもこれらの物性値を設定するための新たな根拠は見出されないため、中国側解析用物性値を用いるものとする。

（iv）卓越亀裂群

本解析では中国側解析においては考慮されていない卓越亀裂に沿う滑り破壊を検討するため、これらの強度定数を設定する必要があるが、本解析では以下の値を用いることとした。

内 部 摩 擦 角 ϕ＝55°（母岩の礫岩と同じ値）

基準剪断強度τ_0＝0 kgf/cm²

なお、卓越亀裂については3.2.3(5)で述べた通り、２つの亀裂群を考慮し、これを解析断面に投影することとした。従って本解析においては図－Ⅱ.3.4-9に示す亀裂群を入力することとした。

（c）単位体積重量

礫岩については試験値を基にした値を、石灰岩については礫岩と同じ値をまた各断層についてはそれぞれ中国側が解析用に設定した値を用いた。

以上まとめて解析用物性値の一覧を表－Ⅱ.3.4-5に示す。

また表－Ⅱ.3.4-6に日本における主要な地下発電所安定解析に用いられた岩盤条件と、当地点で設定した礫岩の物性値を示す。

(3) 地山初期応力状態の設定

空洞掘削解析を行うのに先立って、地山の初期応力状態を設定する必要があるが、本解析では下記の２ケースを想定して計算を実施した。

（a）側圧係数による設定

前項3.2.3(6)岩盤内地山応力で述べた通り、地下発電所周辺岩盤内の地山応力を評価する目的で発電所調査横坑内で試験が実施されている。

その結果を図－Ⅱ.3.4-10に示しているが、これより解析断面である空洞長軸直角断面でみるとσ_3が最小主応力方向，σ_1，σ_2が最大主応力方向となる（図－Ⅱ.3.4-11参照）。

さらに最大主応力の値はσ_1，σ_2の方向と発電所中心方向がなす角度が各々30°，60°であることより、解析断面への寄与率を考慮すると以下の値が想定される。

最大主応力＝（$2\sigma_1+\sigma_2$）／3＝86kgf/cm²

これより当地点の初期応力状態は側圧係数λ（水性方向応力／鉛直方向応力）で表すとλ＝2.0程度，作用方向は水平より5°傾いた方向と想定されるため、地山応力測定結果を考慮した初期応力条件として図－Ⅱ.3.4-12に示す側圧係数を設定した計算を実施する。

また中国側の解析結果を参考にして、側圧係数λ＝0.5（荷重方向は地下空洞に対して水平及び垂直方向）としたケースについても計算を実施する。

（b）自重解析による設定

岩盤のポアソン比をν＝0.49として初期応力解析を実施し、掘削前の応力状態を設定する。

なお、これは上記側圧係数（λ）でみるとλ＝1.0とした場合に相当する。

(4) 掘削工程

掘削進捗による周辺岩盤の変位，応力及び緩み領域の変化を知るために図－Ⅱ.3.4-13に示すように5段階の掘削工程に分割し、各段階においてそれぞれ計算を行った。

以上より本解析では以下の3ケースについて実施することとした。

計 算 ケ ー ス 一 覧

計算ケース名	解析用岩盤物性値	地 山 初 期 応 力 状 態
ケース1（λ=2.0）	表－Ⅱ.3.4-5に示す	地山応力測定結果よりλ=2.0と設定
ケース2（λ=0.5）	同 上	λ=0.5と設定
ケース3（自重解析 λ=1.0）	同 上	自重解析により設定

3.4.5 解析結果

下表に解析結果一覧を示す。

解 析 結 果 一 覧

図 番	名 称	
図－Ⅱ.3.4-14	側壁部岩盤のはらみ出し量	（ケース1：λ=2.0）
-15	〃	（ケース2：λ=0.5）
-16	〃	（ケース3：自重解析（λ=1.0））
-17	地下発電所周辺岩盤相対変位量	（ケース1：λ=2.0）
-18	〃	（ケース2：λ=0.5）
-19	〃	（ケース3：自重解析（λ=1.0））
-20	主変圧器室周辺岩盤相対変位量	（ケース1：λ=2.0）
-21	〃	（ケース2：λ=0.5）
-22	〃	（ケース3：自重解析（λ=1.0））
-23	掘削完了時における緩み領域図	（ケース1：λ=2.0）
-24	〃	（ケース2：λ=0.5）
-25	〃	（ケース3：自重解析（λ=1.0））

空洞周辺岩盤の主応力度および、各掘削段階毎の変位量，緩み領域図等、計算機によるアウトプットを章末に参考資料として示す。

3.4.6 安定性評価及び岩盤補強設計

解析結果の考察から地下発電所空洞および、主変圧器空洞の掘削時挙動について以下の諸点が明らかとなった。

(1) 掘削に伴う周辺岩盤のはらみ出し量

図－Ⅱ.3.4-14 ～図－Ⅱ.3.4-16 に示す各解析ケースの側壁部岩盤のはらみ出し量より以下の評価がなされる。

（a）地下発電所空洞

① 各解析ケースとも、両側壁部において岩盤のはらみ出し量は、ほぼ同程度であるが、解析ケース1（λ＝2.0)および解析ケース3（自重解析（λ＝岸1.0)）の場合は水圧管路側が解析ケース2（λ＝1.0)の場合はドラフト側が若干大きい変位となった。

② 掘削完了時でのはらみ出し量は解析ケース1の場合が最も大きく、最大32㎜であり、また解析ケース2，3の場合は各々8㎜，15㎜となり、地山初期応力状態の設定が空洞変位特性に与える影響は非常に大きい。

③ 各解析ケースとも、はらみ出し量の最大値はEL.50m付近(側壁部中央高さ）で発生する。

（b）主変圧器室空洞

① 各解析ケースとも側壁部岩盤のはらみ出し量は放水路側で大きく、発電所側の約2倍となっている。これは図－Ⅱ.3.4-7に示した f_8' 断層破砕帯が天端アーチ部から放水路側側壁方向に存在しており、この影響により放水路側側壁のはらみ出し量が大きくなっているものと思われる。

② 掘削完了時でのはらみ出し量は、地下発電所空洞の場合と同様解析ケース1（λ＝2.0)の場合が最も大きく、最大14㎜程度となる。また解析ケース2（λ＝0.5)及び解析ケース3（自重解析（λ＝1.0)）の場合は、各々5㎜，8㎜程度となる。

③ 各解析ケースとも、はらみ出し量の最大値はEL.57m付近(側壁部中央高さ）で発生するが、EL.64m～EL.50mの間ではほぼ同程度である。

(2) 掘削に伴う周辺岩盤内の相対変位量

図－Ⅱ.3.4-17～図－Ⅱ.3.4-22に各解析ケースの掘削時相対変位量を示す。これは現場計測の1項目として多点式岩盤変位計を埋設し、各深度における岩盤の挙動を計測し、その実測値と解析値を対比する為にアーチ部天端，水圧管路側およびドラフト側側壁のほぼ中央部の3側線について深度 5.0m，10.0m，

20.0m地点での各掘削段階における相対変位量を整理したものである。

（a）地下発電所空洞

① アーチ部天端における沈下量は、各解析ケースとも、その変位の大部分がアーチ掘削時に生じ、以後の本体掘削時にはほとんど変位が生じない。

② アーチ部天端の深度20.0m地点における最大相対変位は、各解析ケースともほぼ同様に 4.0mm程度と小さい。

③ 側壁部については、各解析ケースとも本体掘削の進行により変位が増加する傾向を示す。また水路管路側側壁部とドラフト側側壁部の相対変位量は、ほぼ同程度である。

④ 側壁部の最大相対変位量は初期応力条件に極めて依存している。すなわち、各解析ケースについて深度20.0m地点の結果をみると、解析ケース1（λ＝2.0)）では約14mm解析ケース2（λ＝0.5)，3（自重解析（λ＝1.0)）では各々4mm，7mmであり、かなり小さい。

（b）主変圧器室空洞

① アーチ部天端の沈下量は、地下発電所空洞と同様、その変位の大部分がアーチ部切拡げ掘削時に生じ、以後の掘削時にはほとんど変位が生じない。

② アーチ部天端の深度20.0m地点での最大相対変位は、各ケースとも約3.0mmと小さい。

③ 側壁部については、各解析ケースとも盤下げ掘削の進行により変位が増加する傾向を示す。また発電所側側壁部と放水路側側壁部の比較では、発電所側側壁部の方がやや大きい。これは、発電所側側壁部の変形が地下発電所掘削の影響を大きく受けていることによるものと考えられる。

④ 側壁部の最大相対変位量は、解析ケースにより著しく異なり、各深度20.0m地点の相対変位量は解析ケース1では約14mm、解析ケース2，3では各々4mm，7mmと小さい。

(3) 緩み領域

図－Ⅱ.3.4-23～図－Ⅱ.3.4-25に各解析ケースの緩み領域を示す。同図には、岩盤の剪断破壊による緩み領域および第1，第2亀裂群（図－Ⅱ.3.4-9参照）に沿う滑り破壊による緩み領域を合わせて示している。

（a）剪断破壊による緩み領域

① 地下発電所空洞の剪断破壊による緩み領域は、小さく局部的に発生する。すなわち解析ケース2（λ＝0.5），解析ケース3（自重解析（λ＝1.0））では、空洞底版部に深度約5mの緩み領域が発生するのみであり、アーチ部および側壁部岩盤には緩み領域は発生していない。

解析ケース1では空洞底版部での緩み領域の発生に加えてドラフト側側壁部の1部に緩み領域が発生するが、その深度は5m程度である。

② 主変圧器室空洞の剪断破壊による緩み領域は、各解析ケースともアーチ部天端から放水路側側壁にかけて存在する f_8' 断層沿いに発生している。

特に解析ケース1（λ＝2.0)の場合の領域が最も大きく拡がり、アーチ部上方において断層沿いに深度40m程度にまで緩み領域が発生している。

③ 本解析では、両空洞間で連続するような緩み領域は発生せず、空洞全体の安定性に重大な影響を与えるような岩盤の緩みは発生しない。

④ 本解析で得られた緩み領域は、その分布範囲，深度とも中国側解析結果と比べてかなり小さい結果となったが、これは、本解析で仮定した岩盤の強度定数が、中国側の採用値より若干大きいことによるものと考えられる。

（b）滑り破壊による緩み領域

① 各解析ケースとも、滑り破壊による緩み領域は剪断破壊による緩み領域と比べかなり大きい。特に解析ケース1（λ＝1.0)の場合は第1亀裂群（水平から角度73°の亀裂群）による緩み領域および第2亀裂群（水平から角度44°の亀裂群）による緩み領域とも、両空洞間で連続して発生している。

② 滑り破壊による緩み領域の発生は、剪断破壊によるそれと比べ、より一層解析ケース間での違いが明瞭である。すなわち地山初期応力状態の設定がきわめて重要と考えられる。

③ 各解析ケースとも、空洞アーチ部および底版部の緩み領域の発生には、第2亀裂群が、また空洞側壁部の緩み領域の発生には第1亀裂群が寄与している。これは、参考資料として示した主応力解析結果とよく対応している。すなわちアーチ部，底版部での岩盤内の最大主応力方向が第2亀裂群方向と、側壁部のそれは第1亀裂群方向と、ほぼ同一方向になっていることが理解できる。

(4) 岩盤補強設計

以上の解析結果により、地下発電所および主変圧器室空洞の岩盤補強設計に関して以下の評価を与えることができる。

（a）剪断破壊に対する岩盤補強

① 現在基本設計では、地下発電所空洞については，天端アーチ部，側壁部とも吹付けコンクリートとロックボルトによる補強工法が計画され、ロックボルト長（ℓ）はℓ＝8.0mとしている（図－Ⅱ.3.4-2参照）。一方、本解析での緩み深度は最大５m程度という結果となり、現在の補強工法で空洞の安定性は充分確保しうると思われる。

② 主変圧器室空洞についても、吹付けコンクリートとロックボルト（ℓ＝6.0m）による補強工法で計画されている。一方、本解析結果によると当空洞については、天端アーチ部からドラフト側側壁部にかけて存在するf_8'断層のため、局所的ではあるが40mにも及ぶ深度の緩みが発生している。

そのため当空洞の岩盤補強は、これら局所的な緩み領域についての慎重な対応が必要であり、別途その情況に応じて部分的に岩盤補強を実施するか、または、中国側で代案として考えられている、アーチコンクリート，側壁コンクリート工法（図－Ⅱ.3.4-3参照）を採用すべきと思われる。

（b）滑り破壊に対する岩盤補強

滑り破壊による緩み領域は、剪断破壊による緩み領域と比較すると、きわめて広範囲に発生している。特に発電所及び主変圧器室空洞とも側壁部にその発生が大きく広がり、側圧係数λ＝2.0 とした解析ケース１では両空洞間で緩み領域が連続して発生する結果となった。この結果をもとに岩盤補強工法を検討すると発電所空洞のドラフト側側壁部及び主変圧器室空洞の放水路側側壁部については、第１，第２亀裂群ともその傾斜が、空洞に対し“差し目”となるため、掘削施工中の側壁部岩盤の崩落には至らないと判断されるとともに、ロックボルトによる岩盤補強は効果的であると考えられる。一方、発電所空洞の水圧管路側側壁部や主変圧器室空洞の発電所側側壁部については、第１，第２亀裂群とも“流れ目”の方向となるため岩盤の崩落に対する十分な対応が必要となり、崩落可能領域は図－Ⅱ.3.4-26に示す両亀裂群間と考えられる。

同図より崩落可能領域の最大深度は、地下発電所空洞で約8.0m、主変圧器室空洞で約5.0mと想定され、現在のロックボルトによる補強工法（地下発電所ℓ＝8.0m，主変圧器室ℓ＝6.0m）で、基本的には対応可能と考えられるが、地下発電所空洞については、現在案より若干長いロックボルトを使用して施工することが望ましい。

（c）総合評価及び推奨

① 以上の解析および検討の結果、当地下発電所空洞，主変圧器室空洞の岩盤補強工は、解析で想定した岩盤条件が現在地点の岩盤条件と対応しているならば、基本設計で計画されているロックボルト、全断面吹付コンクリート工法が妥当であると思われる。しかし、主変圧器室空洞に想定した様に断層が空洞を横切るような場合には、局部的ではあるが大深度にまで緩みが拡がるため、その領域については情況に応じた適切な補強工が別途必要と考えられる。

② 本解析では3ケースの地山初期応力状態を設定して計算を実施したが、この条件の設定によって、空洞周辺岩盤の変形，緩み領域の発生等が大きく影響されることが判明した。そのため、今後詳細な岩盤補強工法を設計するに当っては、地下発電所空洞位置で地山応力状態を測定し、正確な条件を確認することがきわめて重要であると考えられる。合わせて岩盤の強度定数を確定するために現位置でのブロック剪断試験等の実施を推奨する。

③ 本解析では、現在得られている地質調査結果に基づき、各断層をモデル化して計算を行なった。その結果、f_8'断層が空洞を横断する主変圧器室については、この断層に沿って広範囲に緩みが発生している。地下発電所空洞についても、小断層が横切って分布することが確認されている為、このような箇所では局部的に大きな緩み領域の発生が予想される。

従って、本計画においては大規模空洞の設計，掘削施工の安全性および、長期空洞安定性の観点からアーチコンクリートによるアーチ部岩盤の支持、側壁コンクリートによる側壁部岩盤の保護という設計を採用するのが最も妥当であると考えられる。これら最終的な結論は、発電所地点での地質調査、岩盤諸試験の結果に負うところが大きく、これらの調査，試験の実施を勧告する。

表－Ⅱ.3.4-1　解析ケース一覧

解析ケース	岩盤補強型式	側圧係数	岩盤物性値
1	A	0.7	Ⅰ
2	A	1.2	Ⅰ
3	A	0.5	Ⅰ
4	A	0.7	Ⅱ
5	B	0.7	Ⅰ
6	B	1.2	Ⅰ

表－Ⅱ.3.4-2　岩盤物性値

岩盤分類 / 物性値	礫岩		石灰岩	断層破砕帯	礫岩，石灰岩境界層
	物性値Ⅰ	物性値Ⅱ			
変形係数（10^{-1}kgf/cm²）	15	20	20	1.0	1.0
ポアソン比	0.3	0.27	0.25	0.45	0.45
引張強度（kgf/cm²）	15	15	15	0	0
内部摩擦角　（°）	45	50	45	20	15
基準剪断強度（kgf/cm²）	10	15	10	0.1	0.1
単位体積重量（tf/m³）	2.65	2.70	2.65	1.7	1.7

表－Ⅱ.3.4-3　　試験結果及び中国側解析用物性値

	礫　岩		石灰岩		断層破砕帯		礫岩，石灰岩境界層	
	試験値	解析値	試験値	解析値	試験値	解析値	試験値	解析値
変形係数　(10^4kgf/cm²)	16.3	15	－	20	1.1	1.0	－	1.0
ポアソン比	0.24	0.3	－	0.25	－	0.45	－	0.45
引張強度 (kgf/cm²)	59	15	－	15	－	0	－	0
内部摩擦角　(°)	65	45	－	45	－	20	－	15
基準剪断強度 (kgf/cm²)	78	10	－	10	－	0.1	－	0.1
単位堆積重量 (tf/m³)	2.72	2.65	－	2.65	－	1.7	－	1.7

※試験値は平均値を示す

※内部摩擦角，基準剪断強度は室内試験による値

表－Ⅱ.3.4-4　　各岩盤等級から予想される物理定数の範囲

岩盤等級	岩盤の変形係数 (kgf/cm²)	岩盤の静弾性係数 (kgf/cm²)	岩盤の基準剪断強度 (kgf/cm²)	岩盤の内部摩擦角 (°)	岩盤の弾性波速度 (km/sec)	ロックテストハンマー反発度	孔内載荷試験による		引き抜き試験による剪断強度 (kfg/cm²)
							変形係数 (kgf/cm²)	接線弾性係数 (kgf/cm²)	
A～B	50,000以上	80,000以上	40以上	55～65	3.7 以上	36以上	50,000以上	100,000 以上	20以上
C_{II}	50,000～20,000	80,000～40,000	40～20	40～55	3.7～3	36～27	60,000～15,000	150,000 ～60,000	
C_{III}	20,000～5,000	40,000～15,000	20～10	30～45	3 ～1.5	27～15	20,000～3,000	60,000～10,000	20～10
C_{IV}	5,000以下	15,000以下	10以下	15～38	1.5 以下	15以下	6,000以下	15,000 以下	10～5
D									5以下

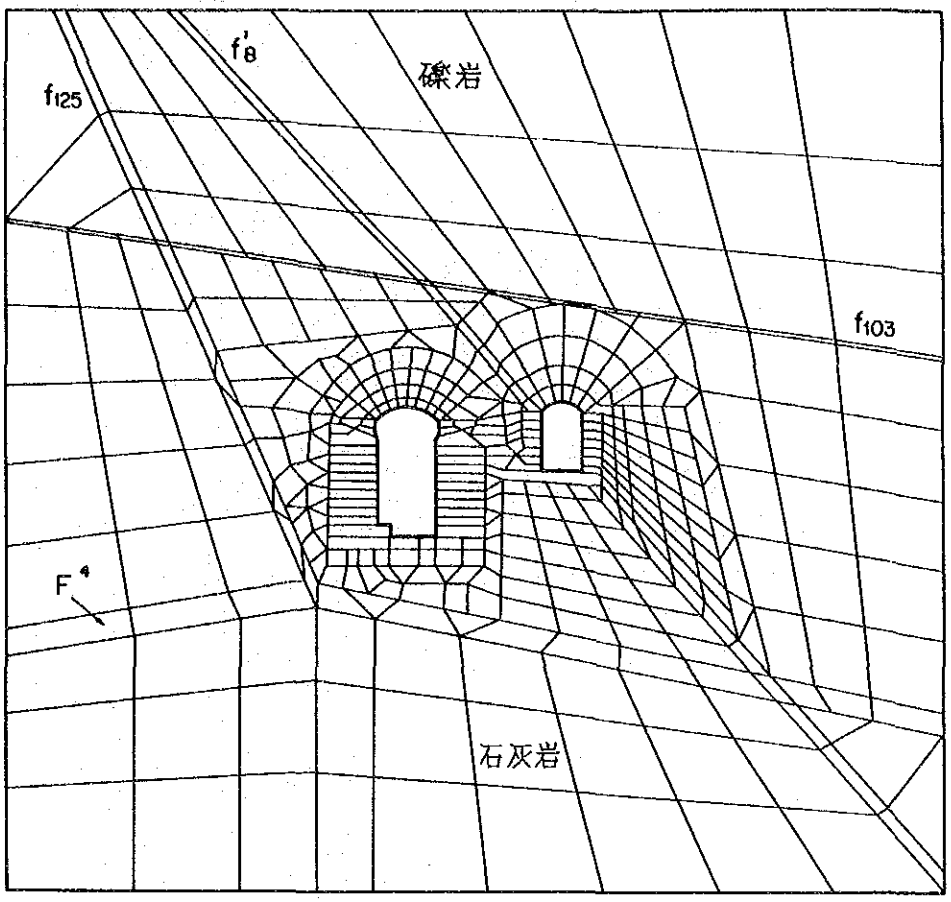
(出典：岩盤工学体系〔1〕岩盤分類とその適用)

表－Ⅱ.3.4-5　　解　析　用　物　性　値

	区　　分	変形係数 (kgf/cm²)	ポアソン比	強度定数		単位体積重量 (t／m³)
				ϕ (°)	τ_0 (kgf/cm²)	
1	礫　　岩	150,000	0.25	55	20	2.70
2	石　灰　岩	150,000	0.25	55	20	2.70
3	断層破砕帯	10,000	0.45	20	0.1	1.70
4	礫岩，石灰岩の接触層	10,000	0.45	15	0.1	1.70
5	卓越亀裂群	－	－	55	0	－

表－Ⅱ.3.4-6　日本における主要な地下発電所安定解析に用いられた岩盤条件

発電所名	電力会社	初期地山応力					変形係数		ポアソン比	破壊強度			単位体積重量
		σ_X	σ_Y	τ_{XY}	k	θ	水平方向	鉛直方向		τ_r	σ_t/τ_r	ϕ	γ_t
		水平	鉛直	剪断	側圧比	傾き							
		kgf/cm²			－	度	10^4kgf/cm²			kgf/cm²	—	度	gf/cm³
新冠	北海道電力	22-41	30-65	40-90	0.77	38	24	24	0.25	25	0.1	-	2.5
高見		73	60	1.8	1.24	8	3	-	0.3	1.4	0.321	40	2.6
第二沼沢	東北電力	46	35	8	1.31	-	10	-	0.25	14	0.1	-	2.6
新高瀬川	東京電力	20	60	22	0.33	24	14	-	0.20	32	0.144	52	2.6
玉原		72	56	3	1.29	80	20	-	0.25	30	0.092	56	2.6
今市		134	108	11.3	1.24	69	18	-	0.25	19	0.105	58	2.6
馬瀬川第一	中部電力	35	35	0	1.0	-	8.3	-	0.25	30	0.1	40	2.65
奥矢作第二		76	110	10.1	0.69	15	15	10.5	0.25	26	0.135	42	2.6
喜撰山	関西電力	16	25	-	0.64	-	6	-	0.25	30	0.1	40	-
奥多々良木		50	100	0	0.50	-	10	10	0.25	50	0.12	-	-
奥吉野		67	70	23	0.46	42	5.6	7.8	0.25	21	0.25	-	-
南原	中国電力	66	57	-	1.16	-	90	-	0.25	15	0.15	54	2.61
俣野川		189	128	6.7	1.48	57	20	17.9	0.25	30	0.1	50	2.6
本川	四国電力	55	72	8.6	0.76	23	8	6	0.25	17.3	0.137	44	2.6
大平	九州電力	65	93	19	0.73	30	30	-	0.25	25	0.1	-	2.6
天山		153	113	12	1.35	75	35	-	0.25	75	0.096	-	2.6
下郷	電源開発	87	33	12	2.64	12	6	-	0.25	15	-	55	2.7
十三陵揚水発電開発計画	中華人民共和国	128	64	-	2.0	5	15	-	0.25	20	-	55	2.7



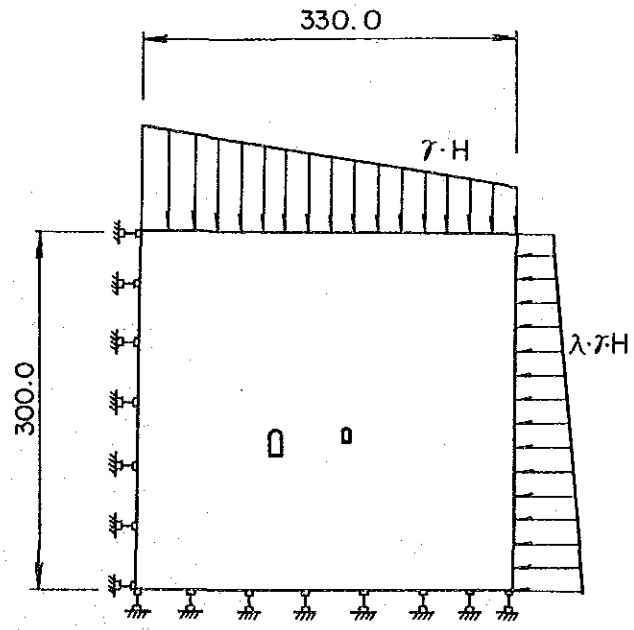
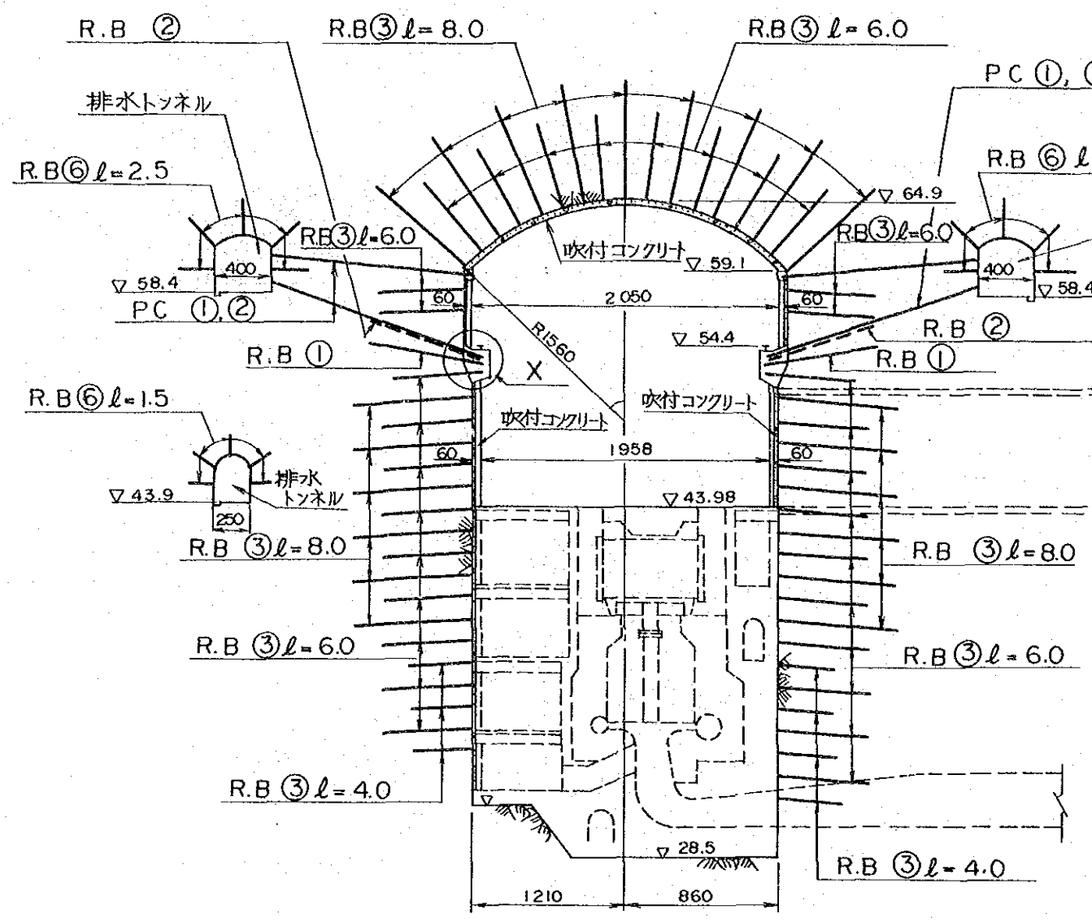
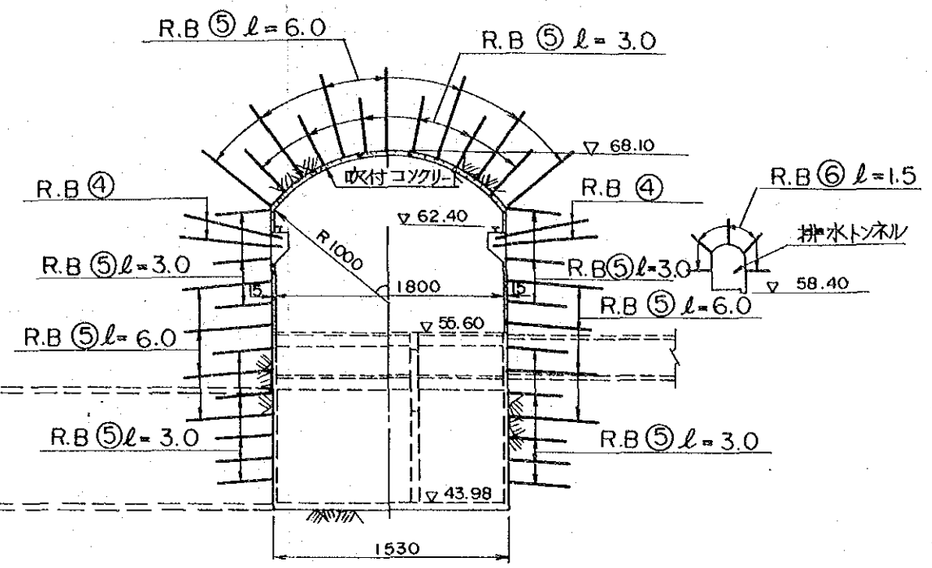


図-Ⅱ.3.4-1　中国側解析対象断面

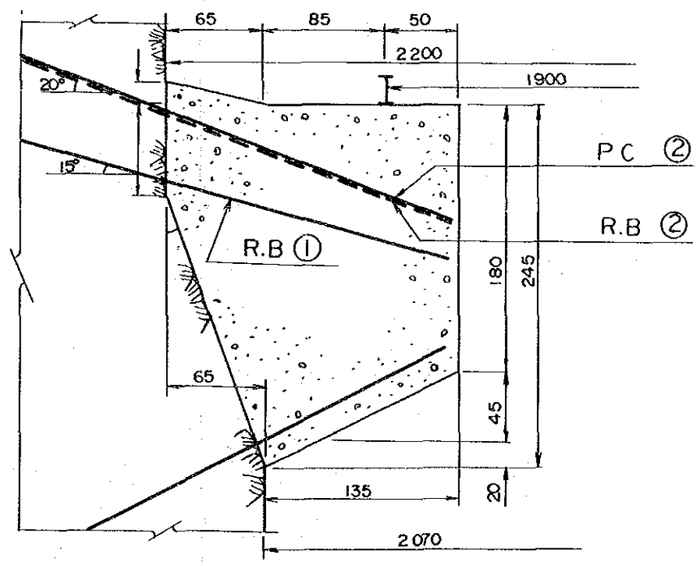
発電所



主変圧器室



X 詳細



位置	番号	PC鋼線 直径 (mm)	PC鋼線 長さ (m)	PC鋼線 荷重 (T)	PC鋼線 間隔	ロックボルト 直径 (mm)	ロックボルト 長さ (m)	ロックボルト 間隔 (m)	吹付コンクリート (cm)	金網 直径 (mm)	金網 間隔 (cm)
発電所	①	36	13.5	40	@'1.5	32	8	@'1.5	15	10	20x20
	②	36	15.5	40	@'1.5	32	8	@'0.75			
	③					28	4, 6, 8	@x@'3.0x1.5			
主変室	④					28	6	@'0.75	15	10	20x20
	⑤					25	4, 6	@x@'3.0x1.5			
排水トンネル	⑥					20	1.5, 2.5	@x@'2.0x2.0			

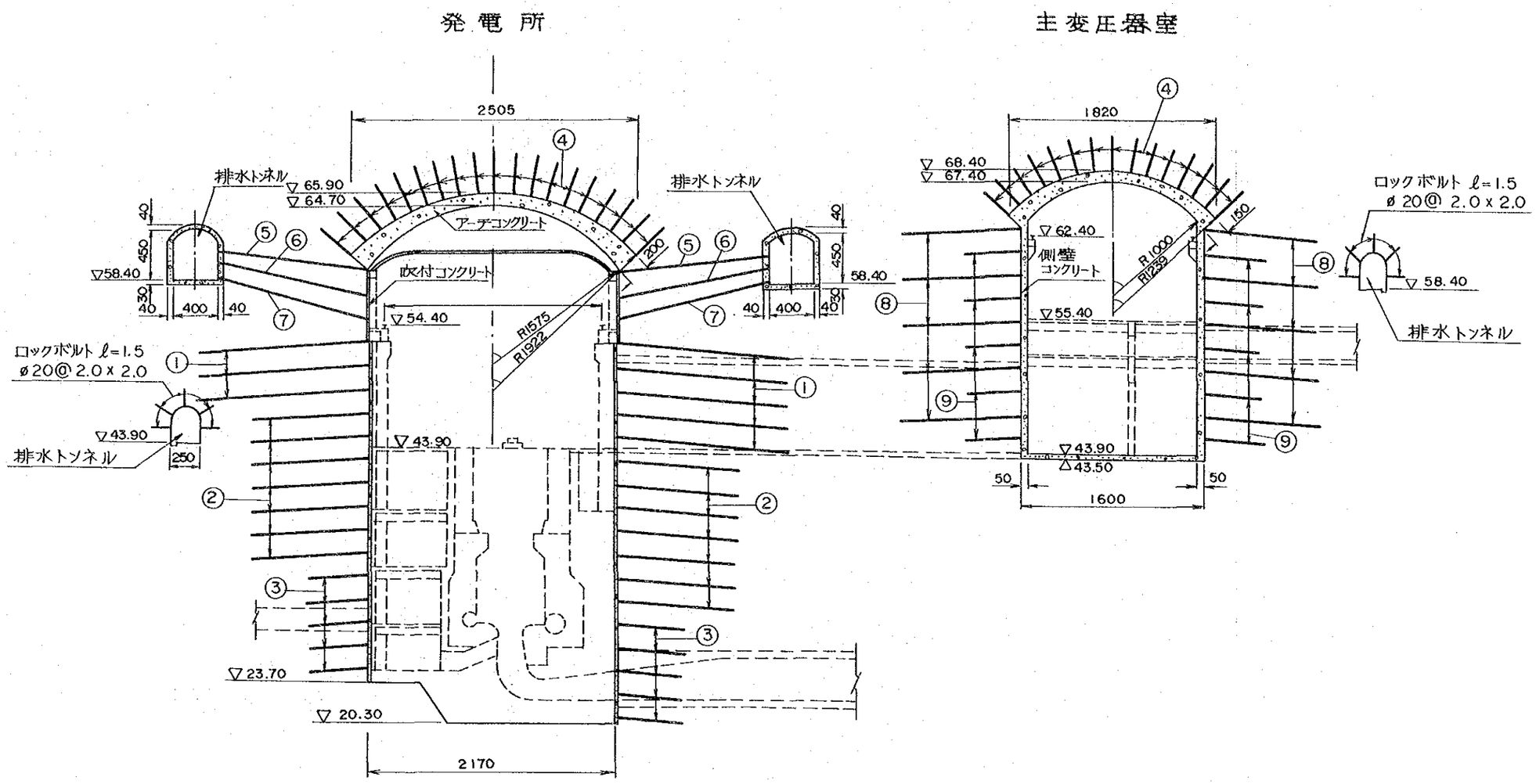
@ 横断面内間隔　　@' 縦断面方向間隔

0 — 20m

十三陵揚水発電開発計画

発電所・主変圧器室
岩盤補強工
(ロックボルト,全断面吹付コンクリート工法)

図-II.3.4-2　　年　月



番号	種別	直径 (mm)	長さ (m)	荷重 (T)	間隔 (m) (m)
①	PC 鋼線		13	30	2.0 x 2.0
②	〃		10	20	〃
③	ロックボルト	25	3		〃
④	〃	25	3		1.5 x 1.5
⑤	PC 鋼線		12.7	50	2.0 x 2.0
⑥	〃		12.8	50	〃
⑦	〃		13	50	〃
⑧	〃	28	10	20	4.0 x 1.0
⑨	ロックボルト	25	5		4.0 x 2.0

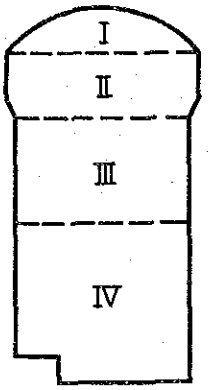
0 20m

十三陵揚水発電開発計画

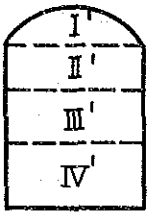
発電所・主変圧器室
岩盤補強工
(アーチコンクリート,側壁コンクリート工法)

図-II.3.4-3 年 月

地下発電所空洞



主変圧器室空洞



各段階の掘削高

	H (m)
Ⅰ	5.0
Ⅱ	9.0
Ⅲ	12.0
Ⅳ	19.0

	H (m)
Ⅰ'	4.0
Ⅱ'	6.0
Ⅲ'	6.0
Ⅳ'	8.0

図-Ⅱ.3.4-4　中国側解析の掘削手順

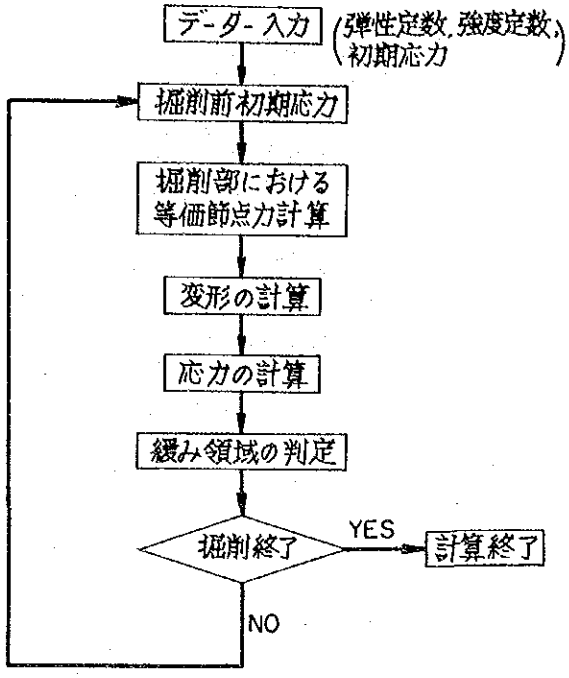
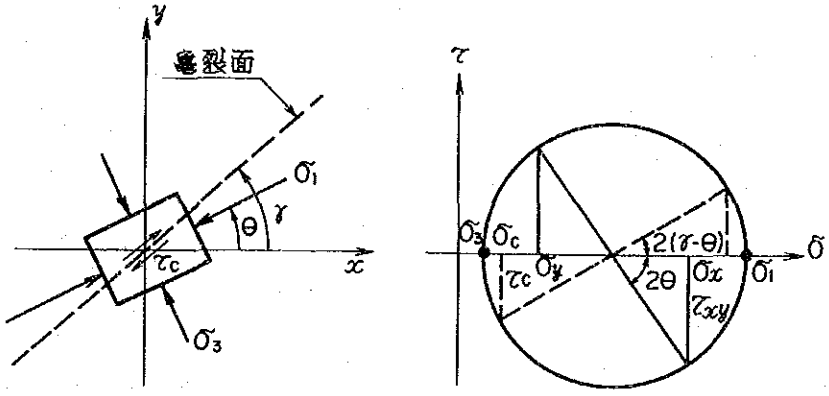
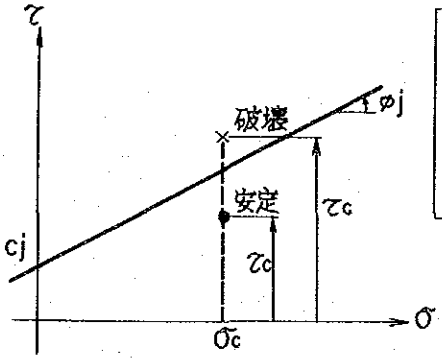


図-Ⅱ.3.4-5　解析フロー図



a）亀裂面上の垂直応力と剪断応力　　b）Mohrの応力円



$$\sigma_c = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cos 2(\gamma-\theta)$$

$$\tau_c = \left|\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\sin 2(\gamma-\theta)\right|$$

c）Mohr-Coulombの破壊規準

図-Ⅱ.3.4-6　破壊判定方法

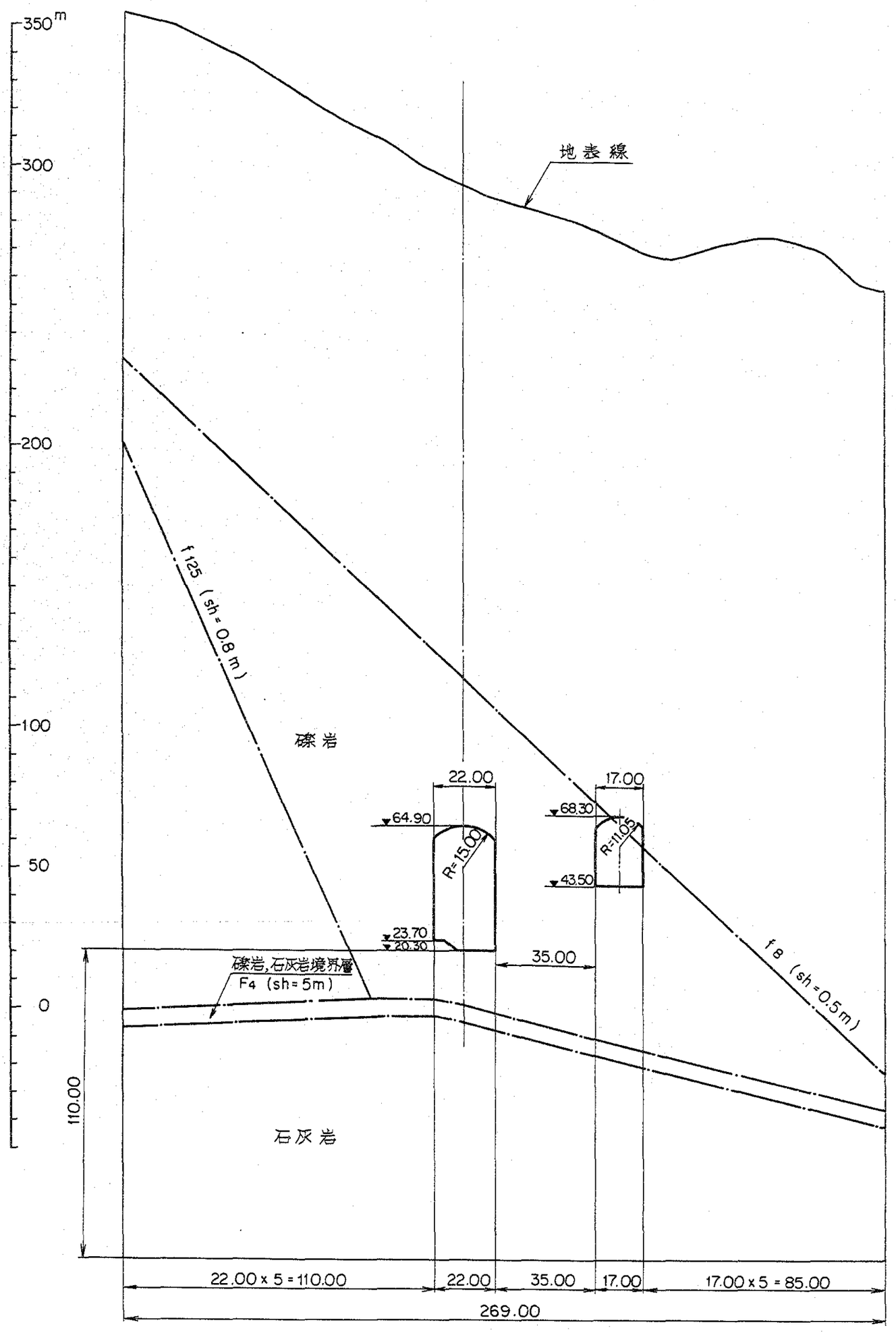


図-Ⅱ3.4-7 解析対象断面

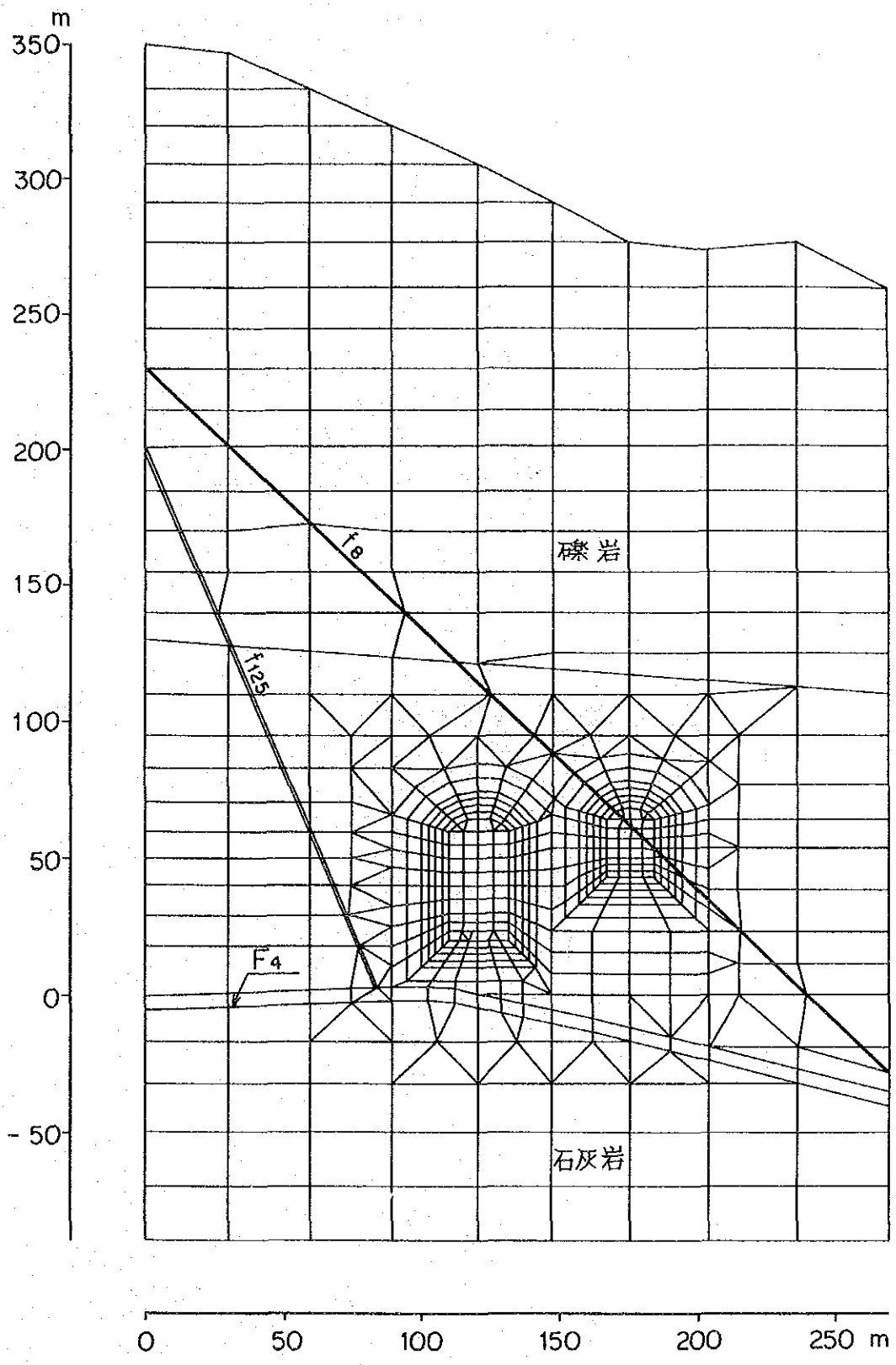


図-II.3.4-8 解析モデル

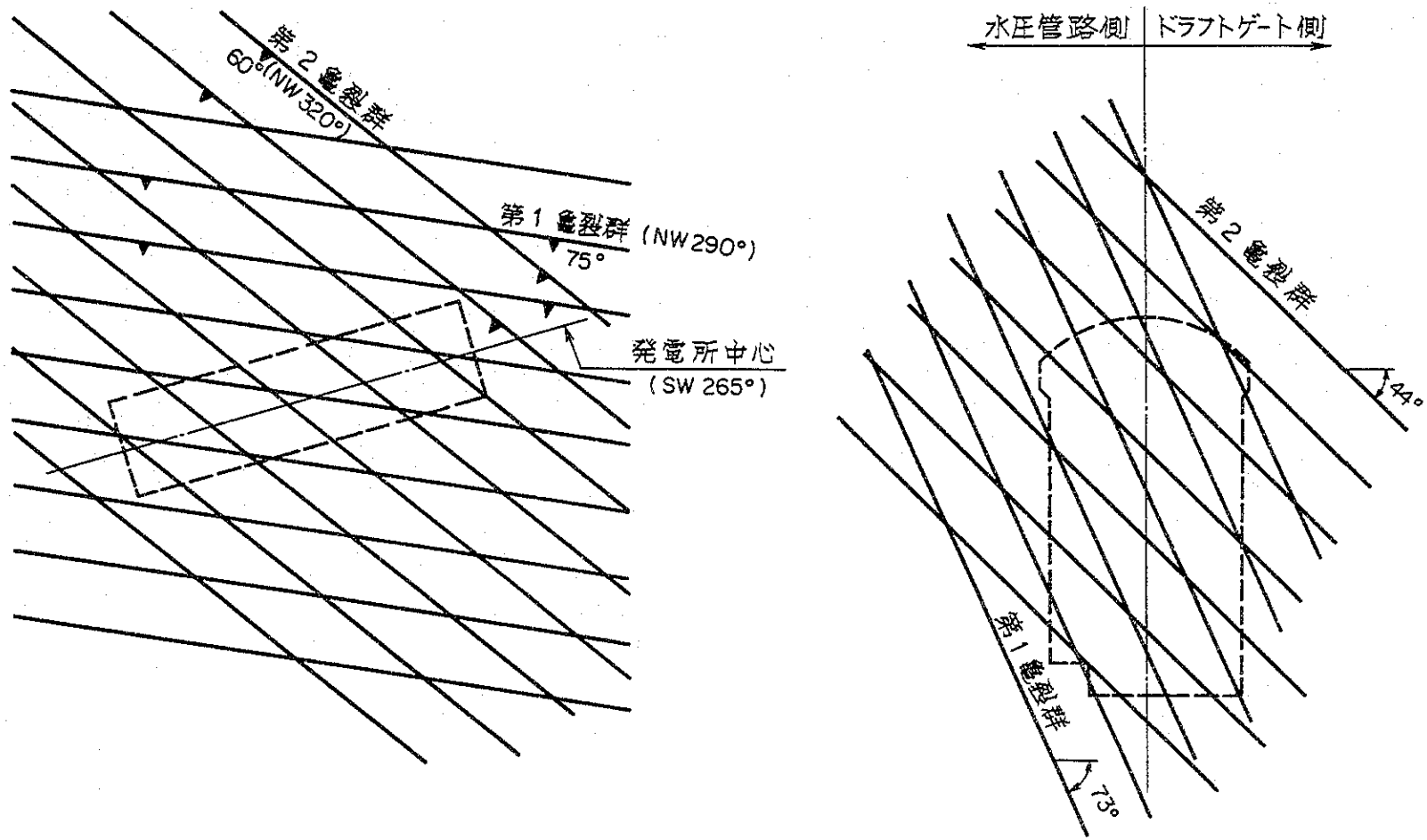


図-Ⅱ.3.4-9 空洞周辺の卓越亀裂群

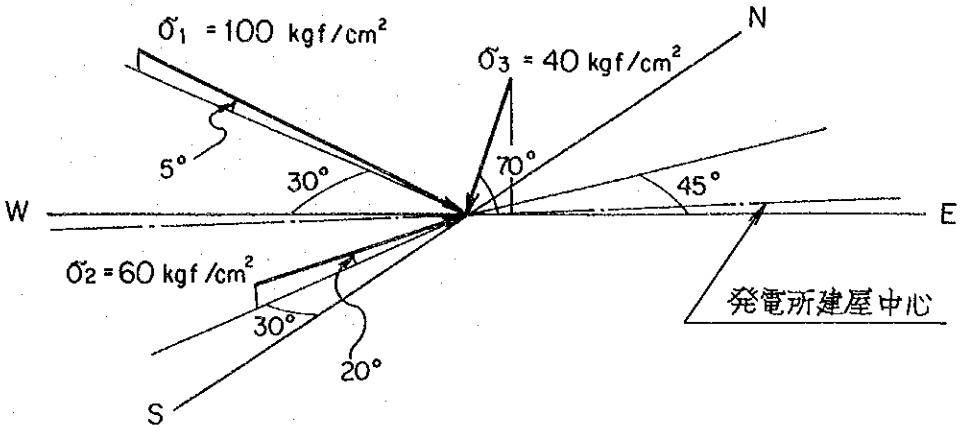


図-Ⅱ.3.4-10 地山応力測定結果

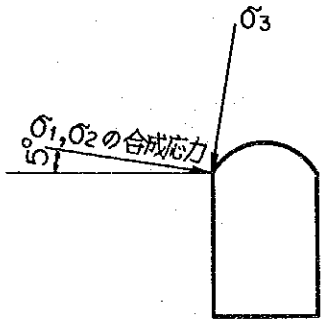


図-Ⅱ.3.4-11 空洞断面地山応力状態

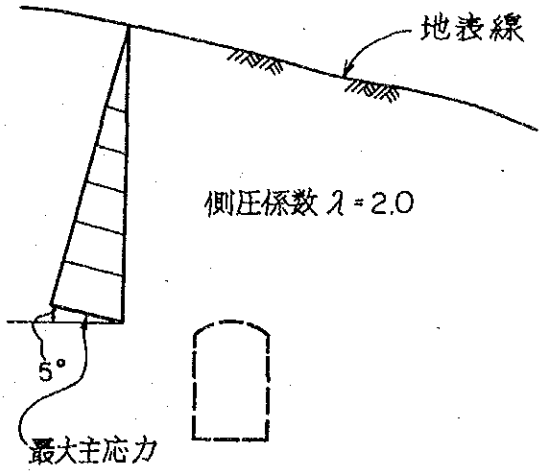
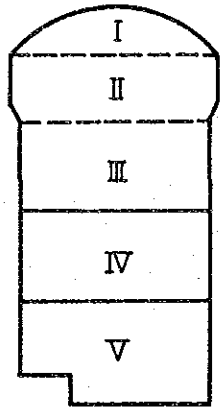
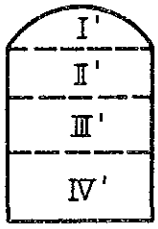


図-Ⅱ.3.4-12 地山応力測定結果を考慮した初期応力条件

地下発電所空洞



主変圧器室空洞



各段階の堀削高

	H (m)
Ⅰ	5
Ⅱ	9
Ⅲ	9
Ⅳ	9
Ⅴ	10

	H' (m)
Ⅰ'	4
Ⅱ'	6
Ⅲ'	6
Ⅳ'	8

図-Ⅱ.3.4-13 堀 削 手 順

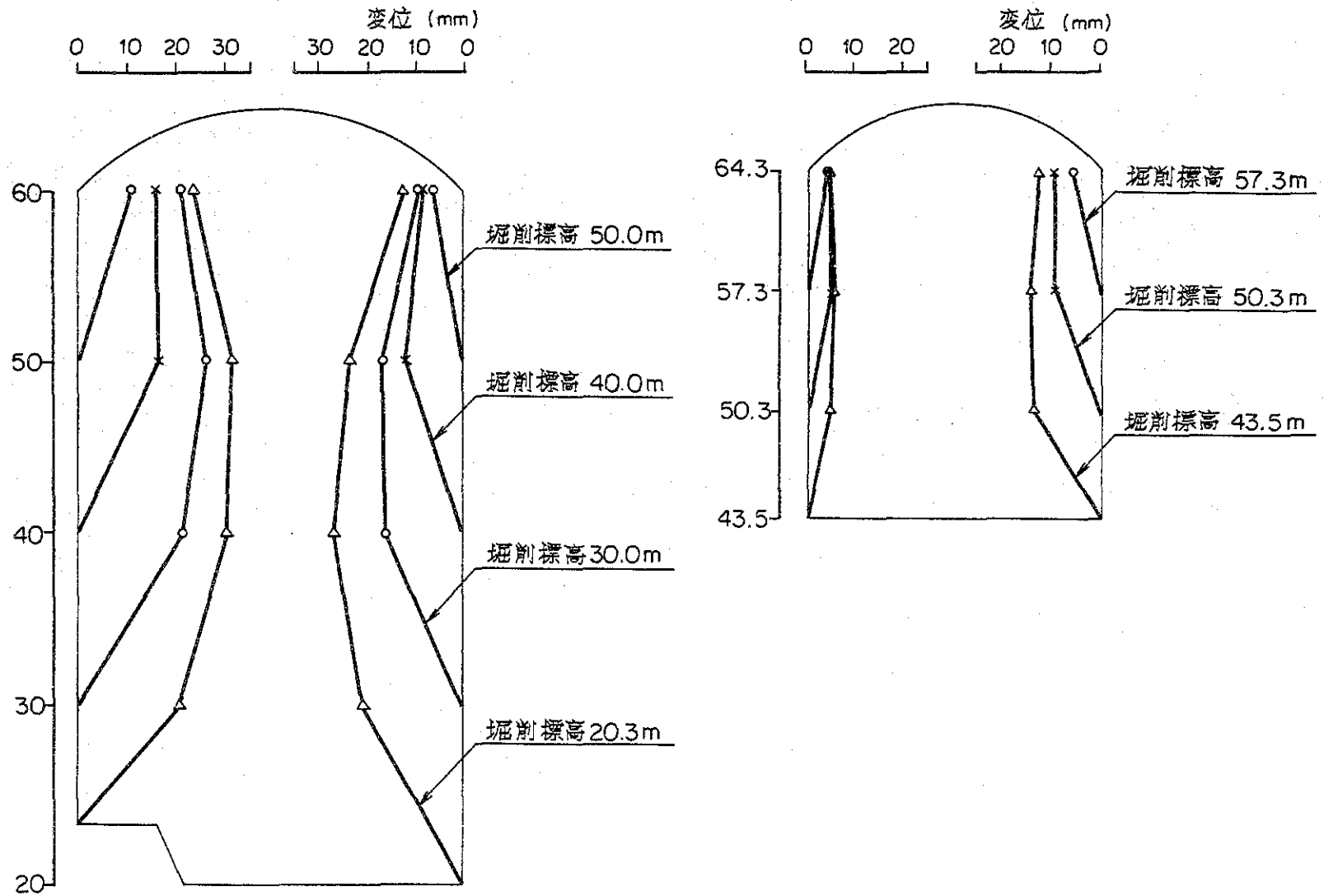


図-Ⅱ.3.4-14　側壁部岩盤のはらみ出し量（ケース1：λ＝2.0）

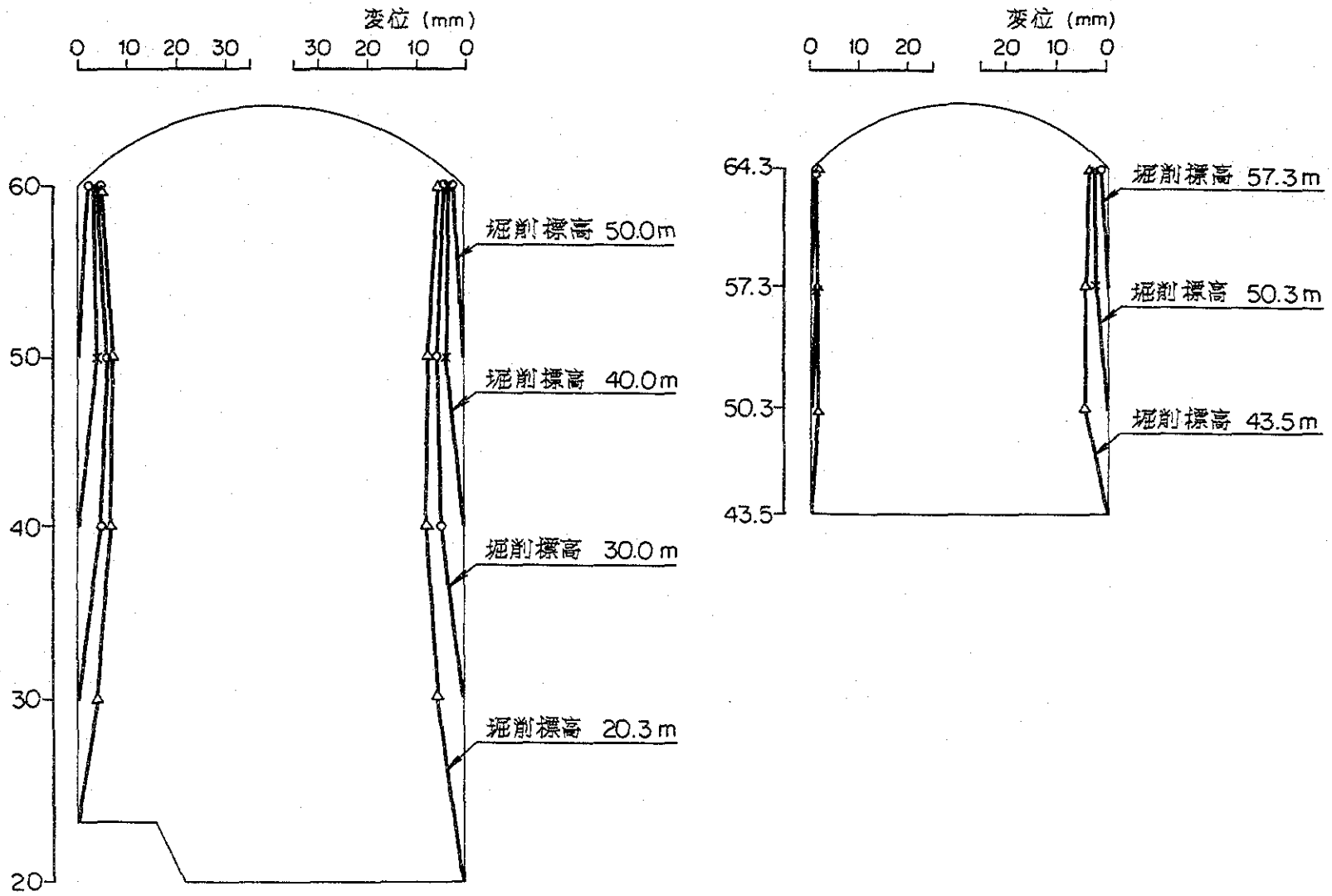


図-Ⅱ.3.4-15　側壁部岩盤のはらみ出し量（ケース2：λ=0.5）

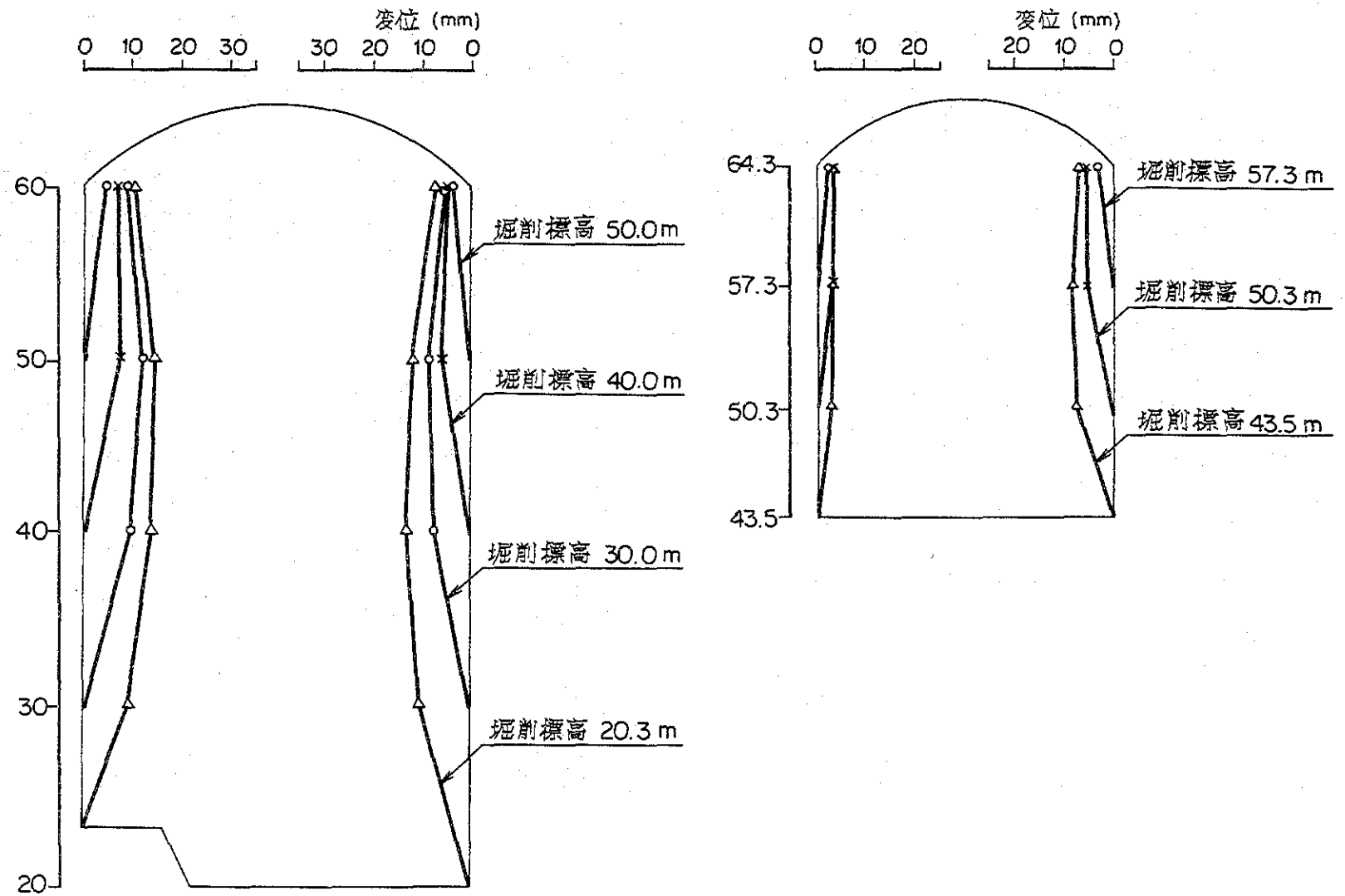
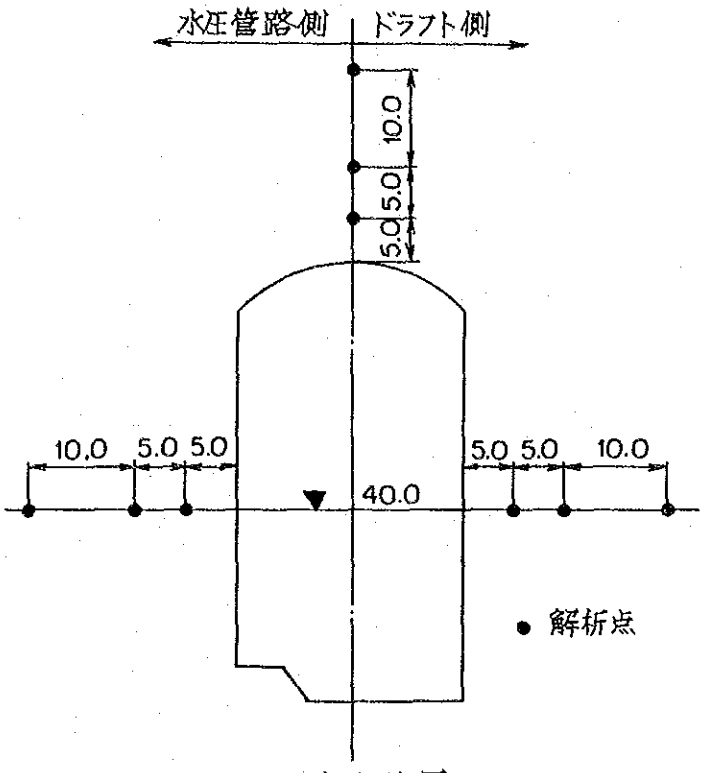
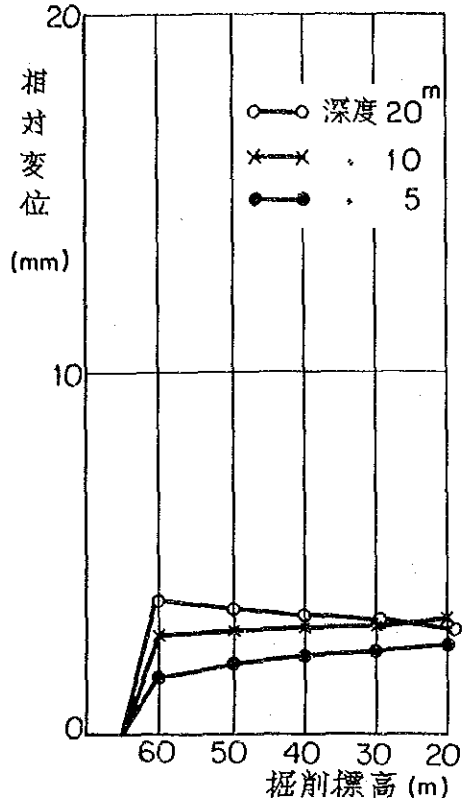


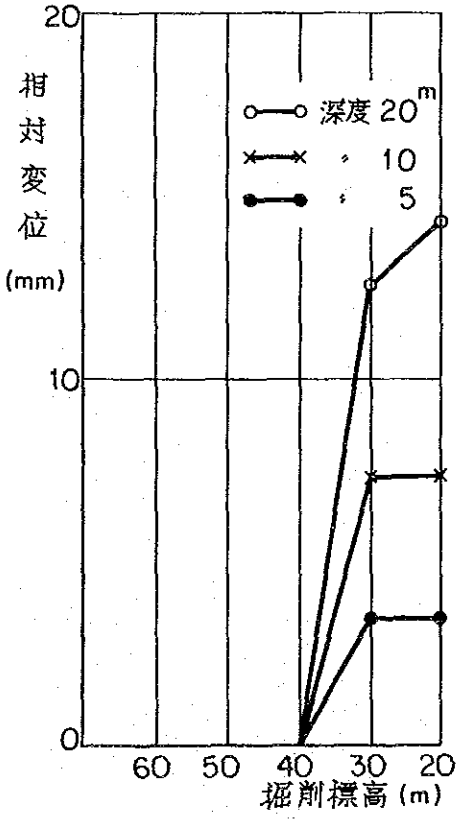
図-Ⅱ.3.4-16　側壁部岩盤のはらみ出し量（ケース3：自重解析（λ=1.0））



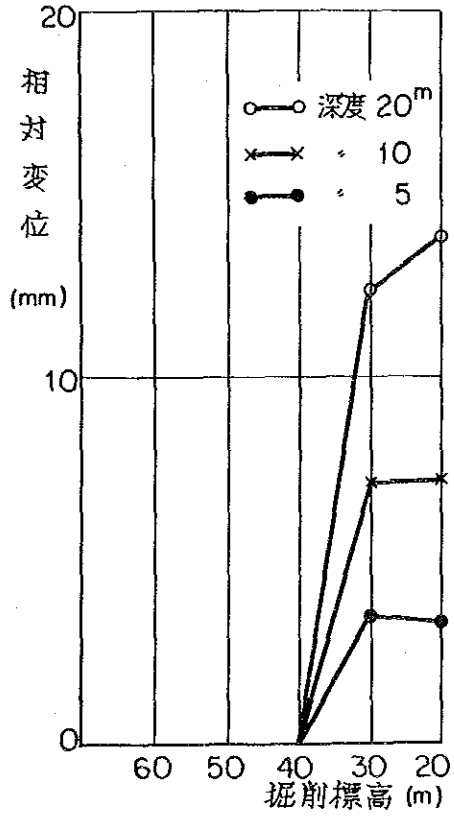
解析点位置



天端アーチ部

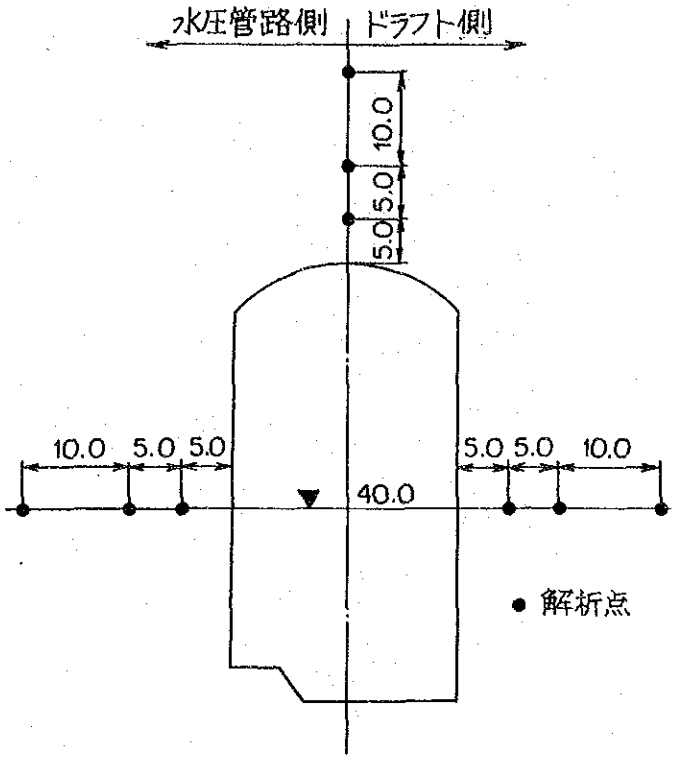


水圧管路側側壁部

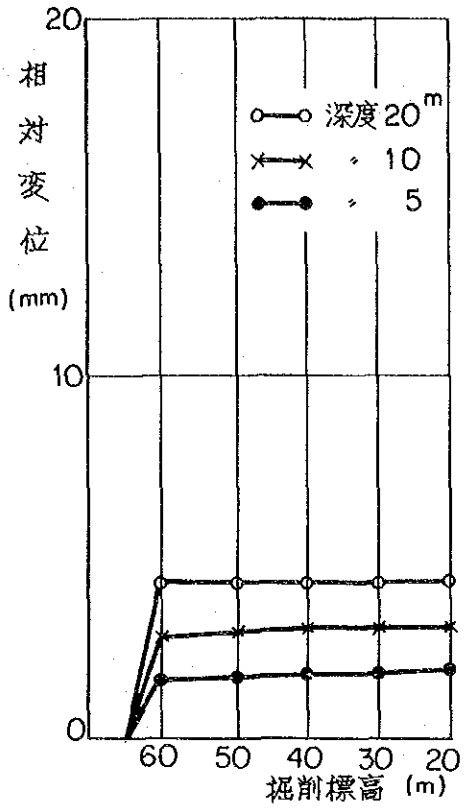


ドラフト側側壁部

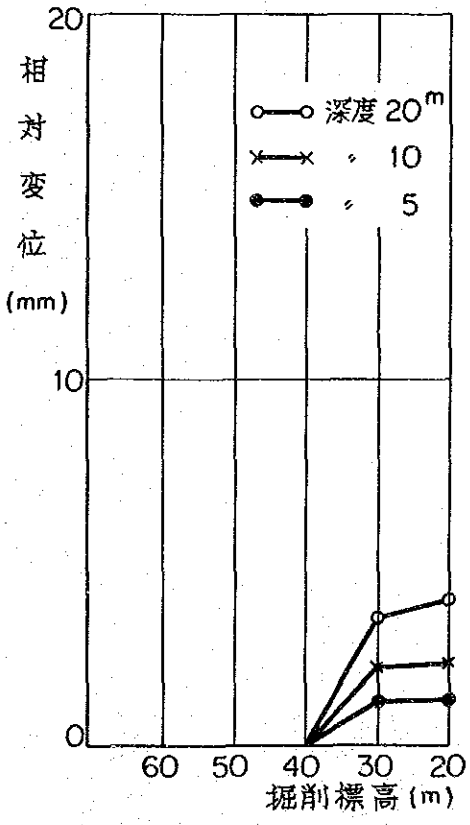
図-Ⅱ.3.4-17　地下発電所周辺岩盤相対変位量（ケース1：λ＝2.0）



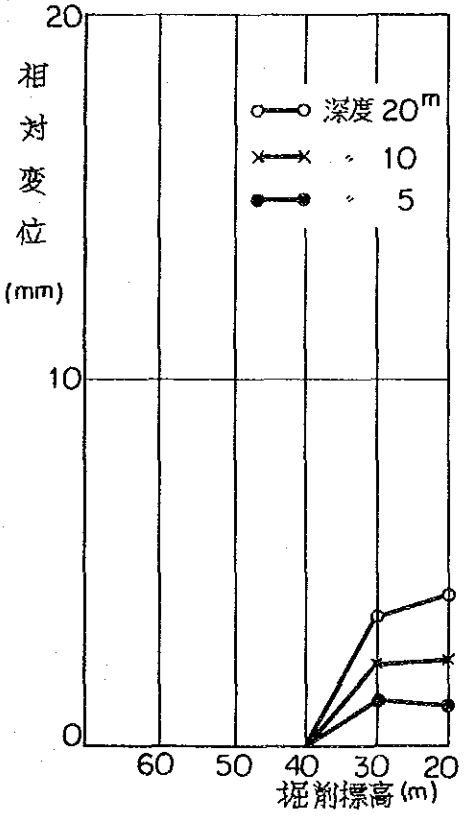
解析点位置



天端アーチ部

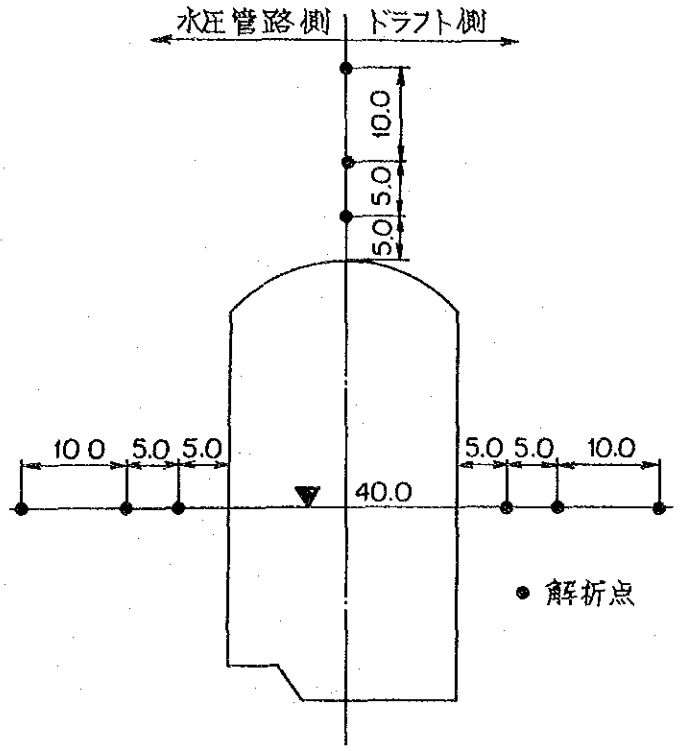


水圧管路側 側壁部

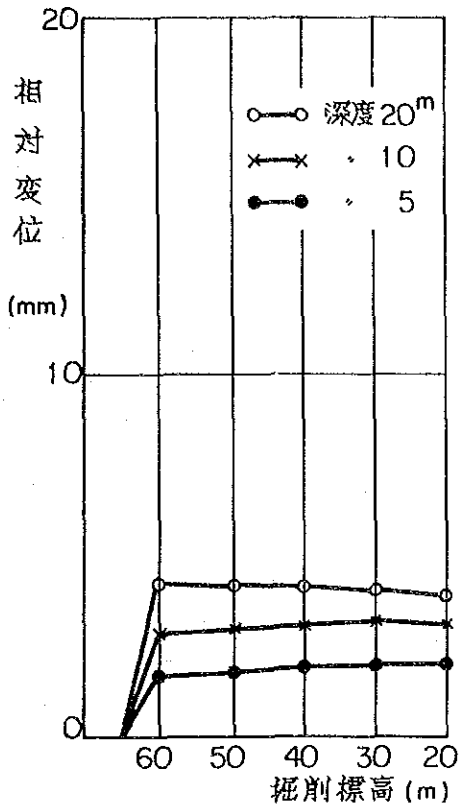


ドラフト側 側壁部

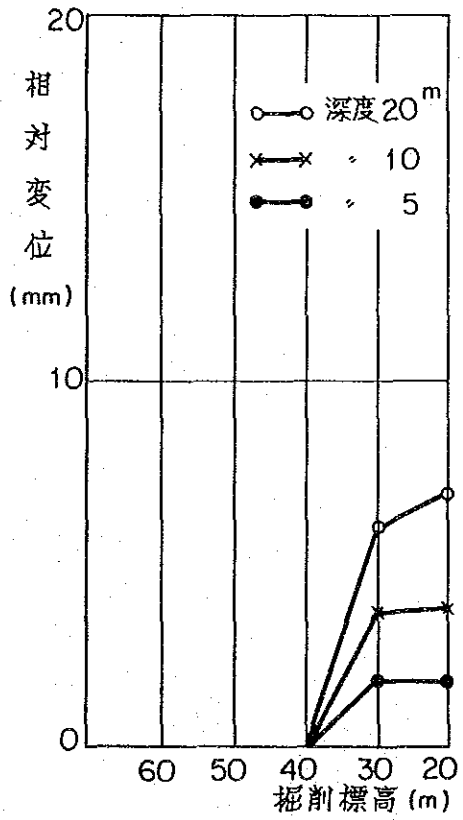
図-Ⅱ.3.4-18　地下発電所周辺岩盤相対変位量（ケース2：λ=0.5）



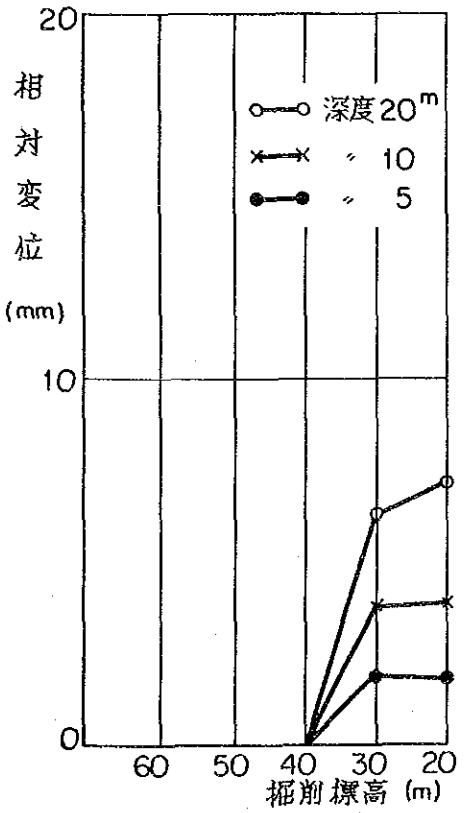
解析点位置



天端アーチ部

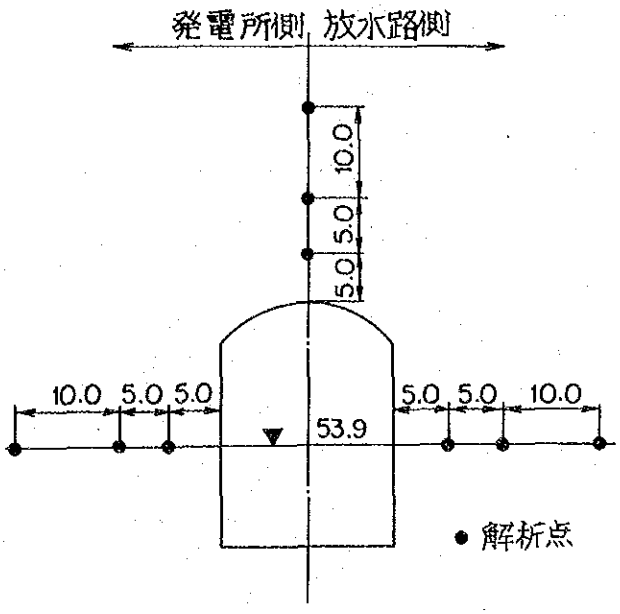


水圧管路側側壁部

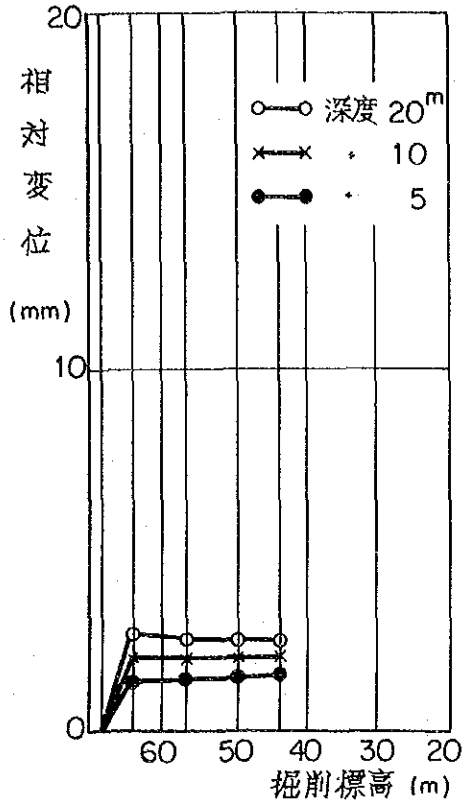


ドラフト側側壁部

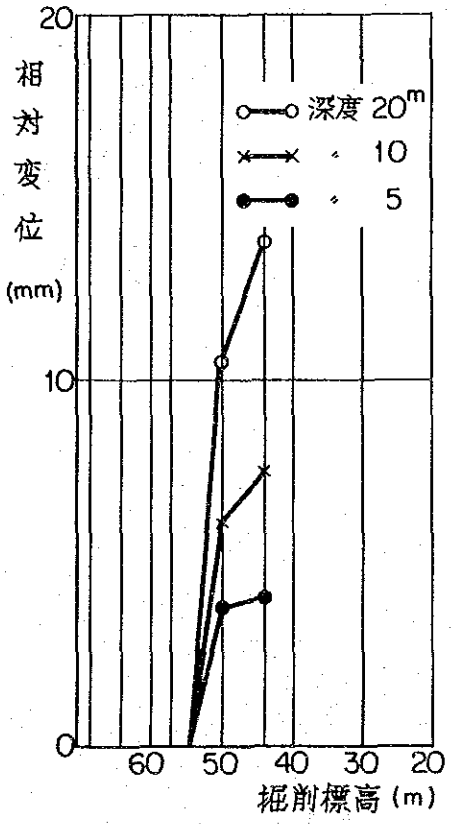
図-Ⅱ.3.4-19　地下発電所周辺岩盤相対変位量（ケース3:自重解析(λ=1.0)）



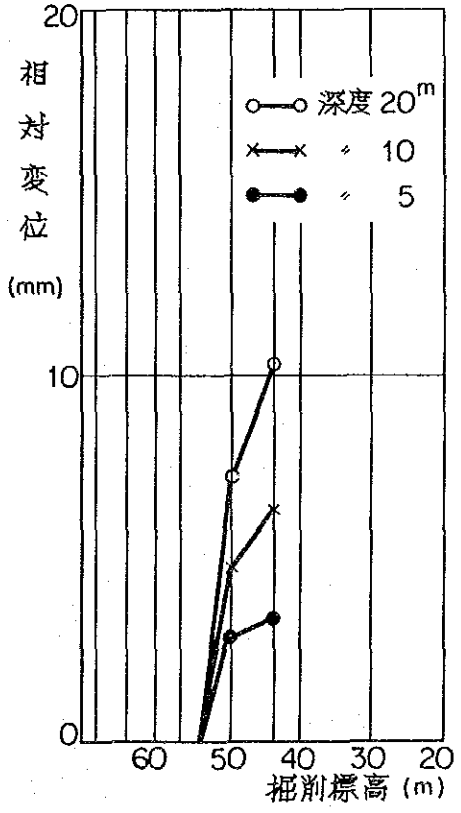
解析点位置



天端アーチ部

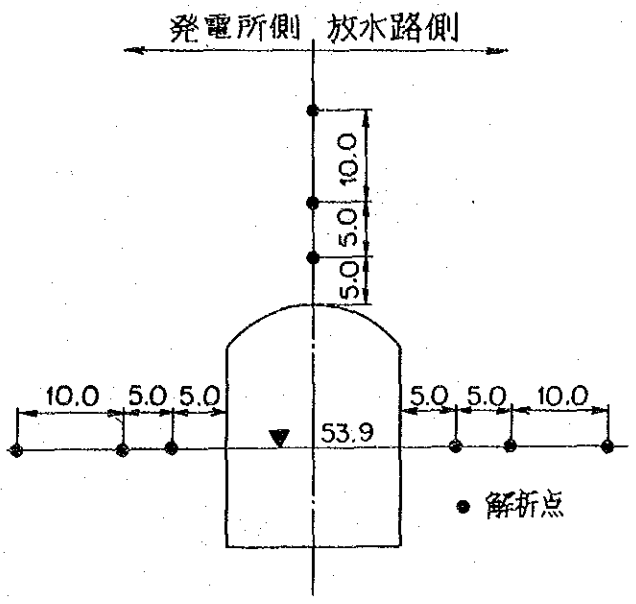


水圧管路側側壁部

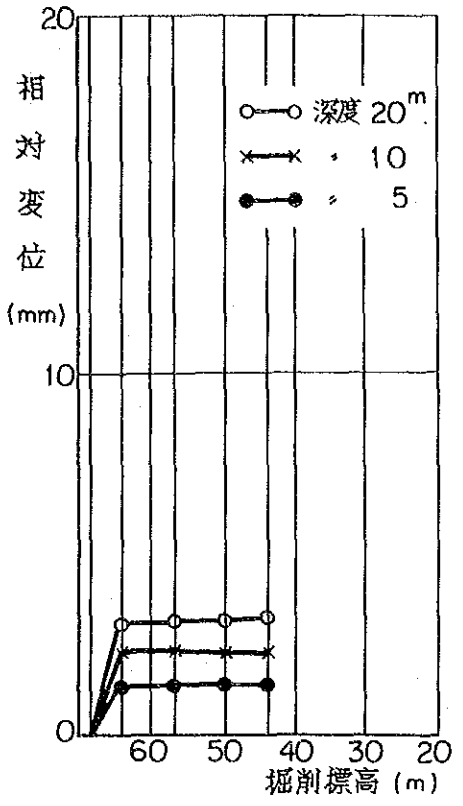


ドラフト側側壁部

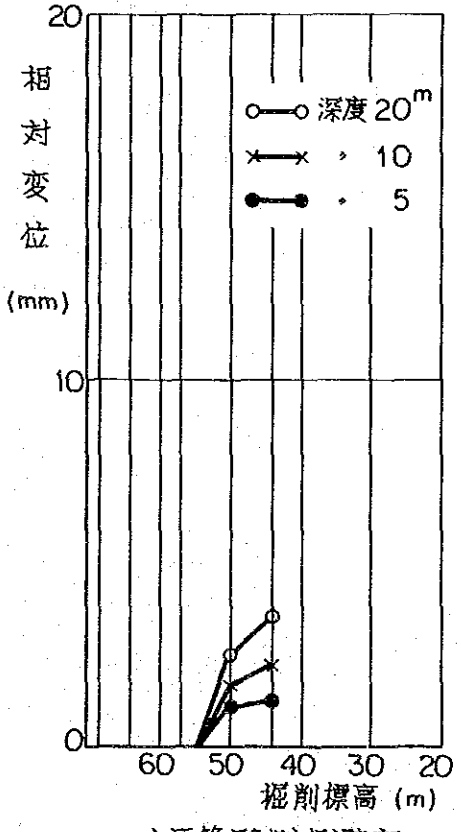
図-Ⅱ.3.4-20　主変圧器室周辺岩盤相対変位量（ケース1：λ=2.0）



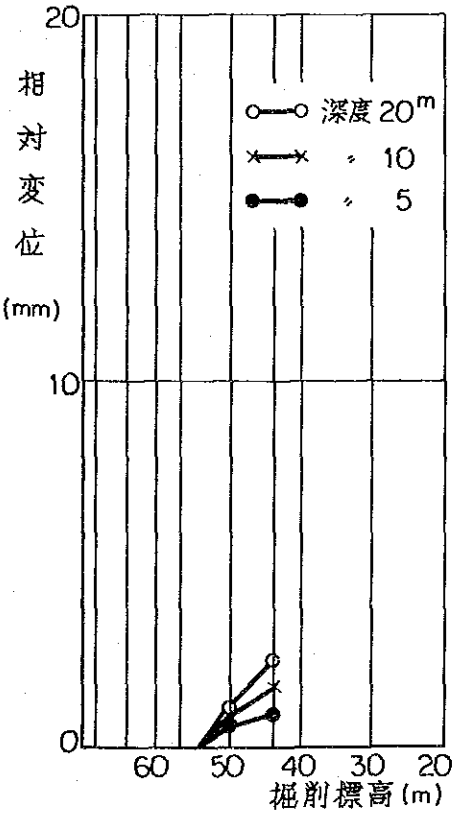
解析点位置



天端アーチ部

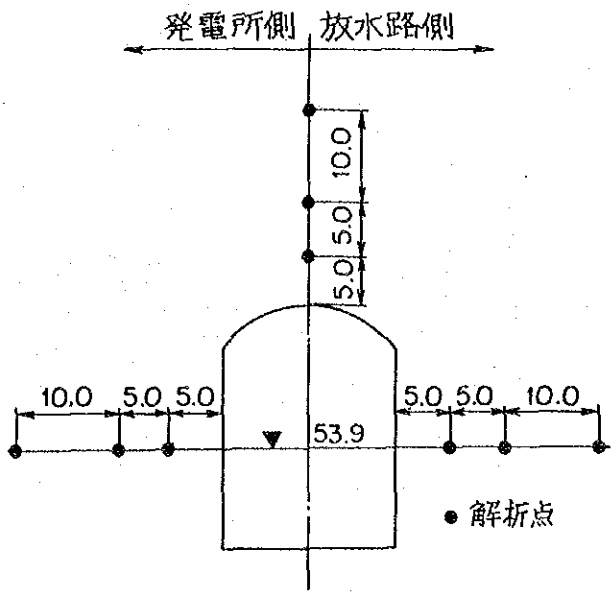


水圧管路側側壁部

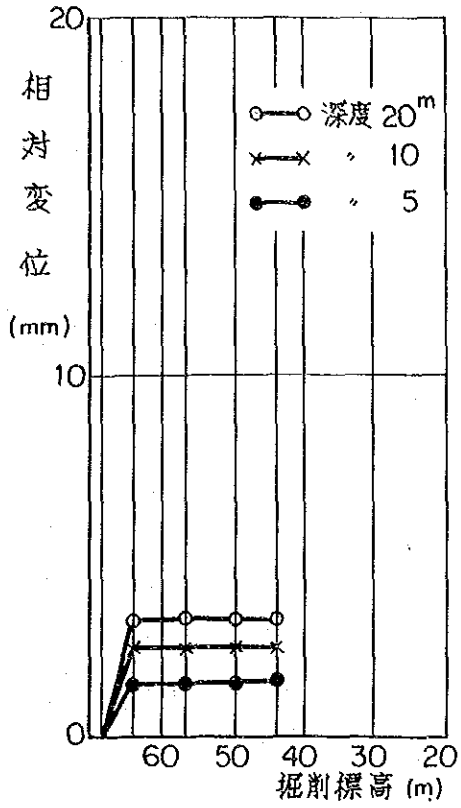


ドラフト側側壁部

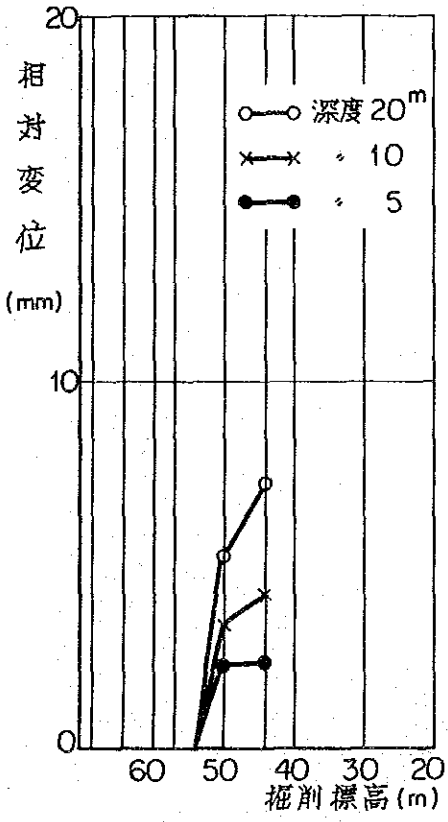
図-Ⅱ.3.4-21　主変圧器室周辺岩盤相対変位量（ケース2：λ=0.5）



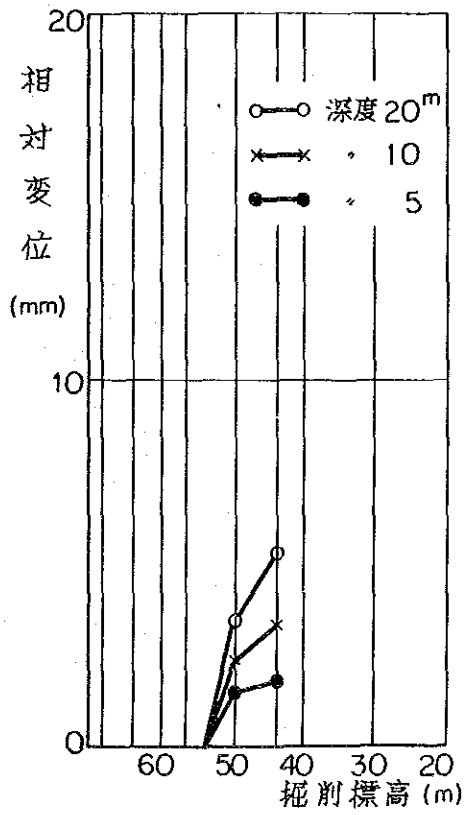
解析点位置



天端アーチ部



水圧管路側側壁部



ドラフト側側壁部

図-Ⅱ.3.4-22　主変圧器室周辺岩盤相対変位量(ケース3：自重解析 λ=1.0)

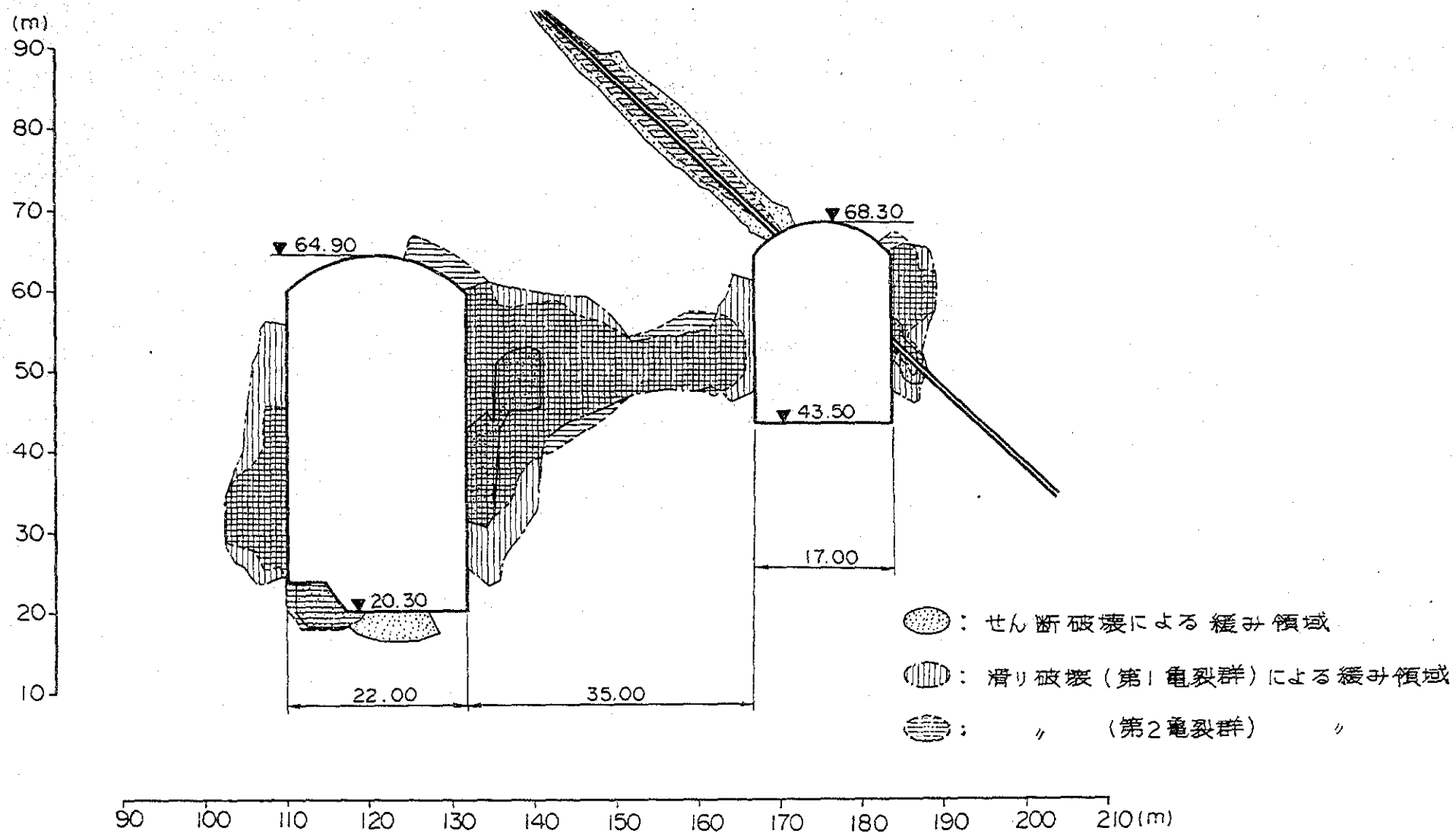


図-II.3.4-23 最終掘削時緩み領域図（ケース1 ：λ=2.0）

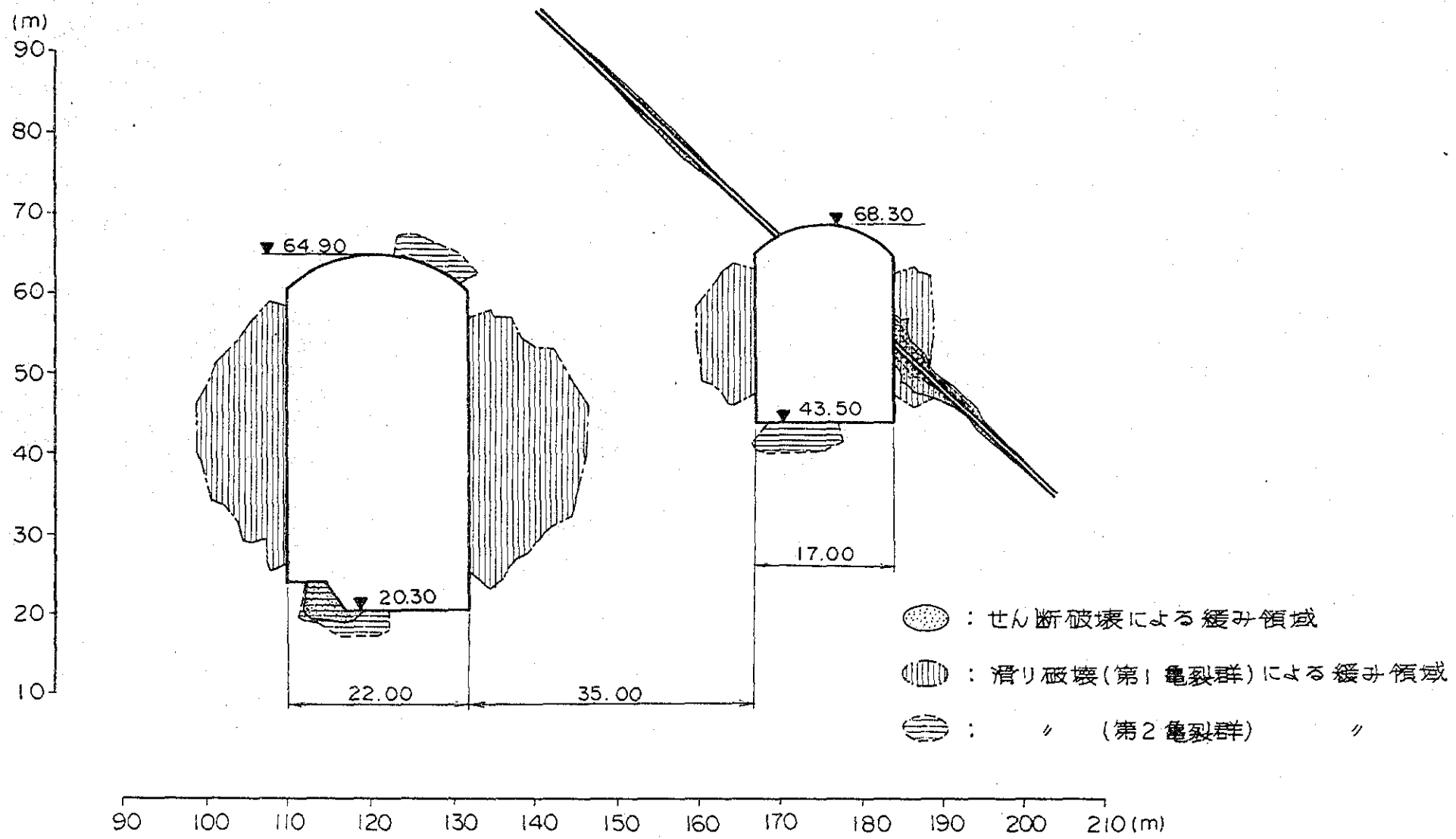


図-Ⅱ.3.4-24　最終掘削時緩み領域図（ケース2：λ=0.5）

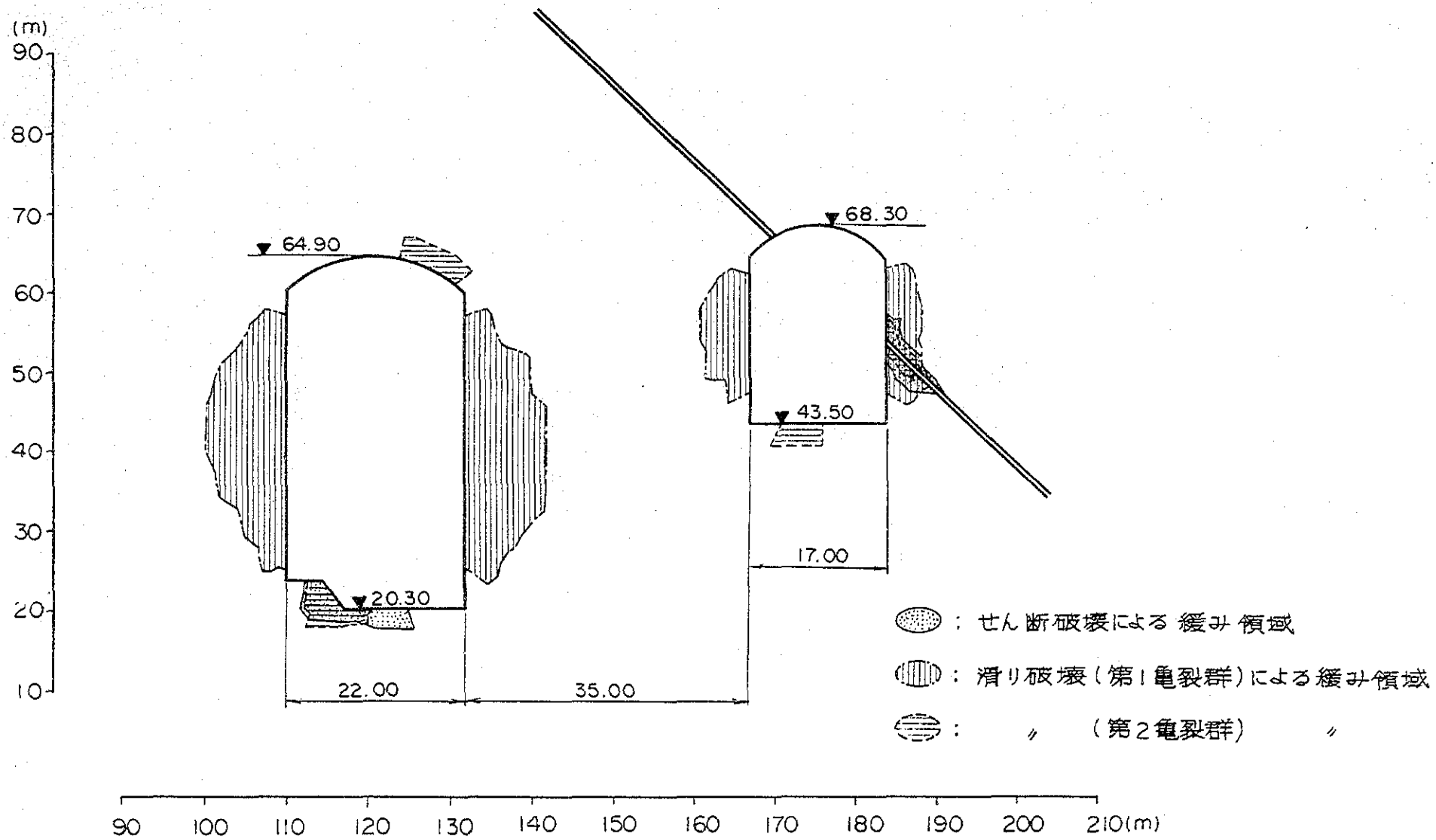


図-Ⅱ.3.4-25　最終掘削時緩み領域図（ケース3　：自重解析　λ=1.0）

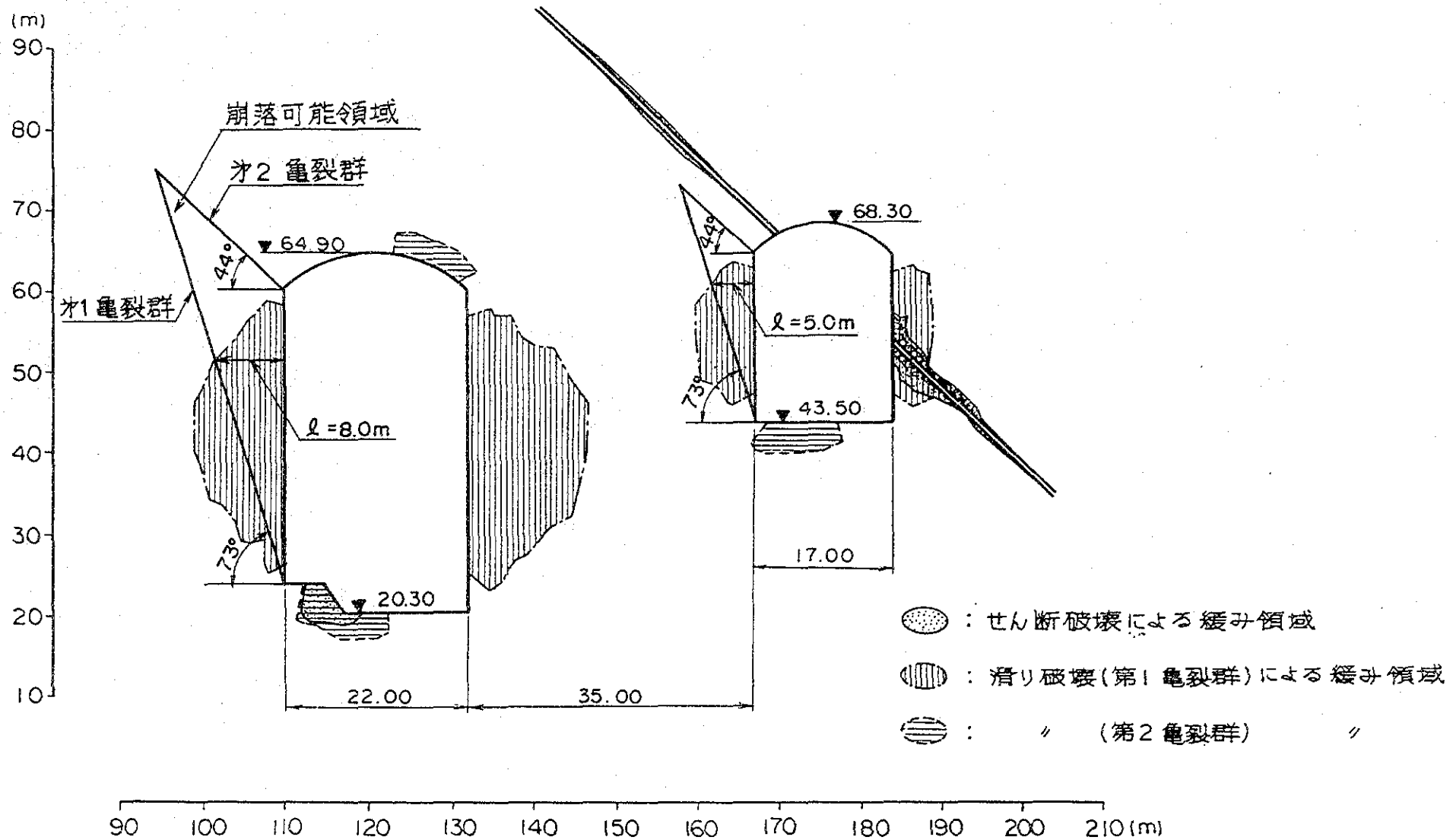


図-Ⅱ.3.4-26　崩落可能領域の最大深度